

4589/HC/H/92 ✓

PERTUNJUKAN

1/1

1992

H.

83/TA

TUGAS AKHIR

STUDI PERENCANAAN DRAINASE WILAYAH KALI JEBLOKAN KOTAMADYA SURABAYA



MILITAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER



EST

627.54

9016

8-1

1992

Oleh :

Wiwi Agung Wibowo

3853100363

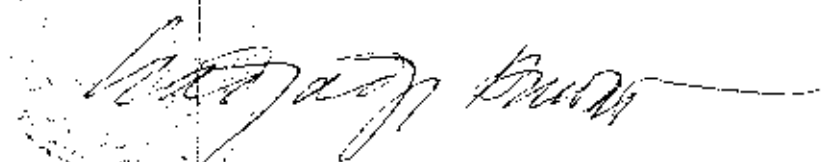
BIDANG STUDI HIDROTEKNIK
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
1992

TUGAS AKHIR

**STUDI PERENCANAAN DRAINASE WILAYAH KALI JEBLOKAN
KOTAMADYA SURABAYA**

Mengetahui / Menyetujui

Dosen Pembimbing



Ir. NADJADJI ANWAR MSc.

**BIDANG STUDI HIDROTEKNIK
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
1992**

A B S T R A K

STUDI PERENCANAAN DRAINASE WILAYAH KALI JEBLOKAN KOTAMADYA SURABAYA

Pembangunan sektor drainase di dikotamadya Surabaya menghadapi problema yang spesifik. Hal ini disebabkan elevasi dataran rata-rata relatif rendah jika dibandingkan dengan muka air laut, sedangkan pembuangan air drainase tidak mempunyai alternatif lain selain dibuang ke laut.

Pada perencanaan drainase wilayah Kali Jeblokan, problema tersebut juga muncul. Kemiringan lahan yang relatif kecil, pasang surut air laut, operasi pemeliharaan, ekonomi dan konversi saluran irigasi menjadi saluran drainase merupakan masalah yang perlu dipecahkan.

Tugas Akhir ini, membahas perencanaan drainase wilayah Kali Jeblokan yang diharapkan akan mampu menjawab problem-problema yang ada. Perencanaan yang dihasilkan diupayakan agar mempunyai kelayakan teknis, ekonomis, sosial budaya dan dampak yang positif terhadap lingkungan.

KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan puji dan syukur kehadiran Allah swt. akhirnya tugas akhir dengan judul :

STUDI PERENCANAAN DRAINASE WILAYAH KALI JEBLOKAN KOTAMADYA SURABAYA

dapat diselesaikan. Tugas akhir ini disusun guna memenuhi persyaratan untuk mendapatkan gelar sarjana di lingkungan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Dengan selesainya penyusunan tugas akhir ini penyusun banyak mengucapkan terima kasih kepada :

1. Ir. Nadjadji Anwar Msc, selaku dosen pembimbing yang telah banyak memberikan bimbingan, petunjuk dan arahan dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
2. Ir. Agus Hari Wanyono PhD, selaku dosen wali yang telah memberikan kesempatan mengerjakan tugas akhir.
3. Ir. Anggraini Msc, selaku koordinator bidang studi hidroteknik atas petunjuk dan arahnya.
4. Ir. Moesdaryono Msc, selaku ketua jurusan teknik sipil atas petunjuk dan arahnya juga.
5. Keluarga dan famili yang telah banyak membantu secara moril maupun spiritual.
6. Warga 'Ngagel Madya X/28' atas segala pengertian dan bantuannya.

Semoga semua kebaikan yang telah diberikan memberikan manfaat dan mendapat ridho dari Allah swt.

Akhirnya dengan segenap kerendahan hati penyusun menyadari bahwa dalam penyusunan tugas akhir ini masih banyak terdapat kekurangan, oleh karena itu saran dan kritik sangat penyusun hargai.

Surabaya, Februari 1992

Penyusun

DAFTAR ISI

DAFTAR ISI	i
DAFTAR TABEL	iv
DAFTAR GAMBAR	vi
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Umum	I-1
1.2. Latar Belakang	I-1
1.3. Permasalahan	I-6
1.4. Maksud dan Tujuan	I-8
1.5. Ruang Lingkup Studi	I-8
1.6. Data-data Yang Tersedia	I-8
BAB II ANALISA HIDROLOGI	
3.1. Umum	II-1
3.2. Kondisi Hidrologi, Topografi dan Geologi ...	II-1
3.2.1. Kondisi Hidrologi	II-1
3.2.2. Kondisi Topografi	II-3
3.2.3. Kondisi Geologi	II-3
3.3. Analisa Hidrologi	II-3
3.3.1. Hujan Rata-rata Harian Maksimum	II-3
3.3.2. Tinggi Hujan Rencana	II-6
3.3.3. Distribusi Hujan	II-10
3.3.4. Intensitas Hujan	II-12



3.3.5. Waktu Konsentrasi	11-18
3.3.6. Debit Rencana	11-22
3.3.7. Volume Banjir	11-27

BAB III PERENCANAAN SISTEM DRAINASE

3.1. Umum	III-1
3.2. Perencanaan Sistem Drainase	III-2
3.3. Perhitungan Dimensi Saluran	III-3
3.4. Perencanaan Pintu Otomatis	III-12
3.5. Perencanaan Boezem	III-19

BAB IV OPERASI DAN PEMELIHARAAN

4.1. Umum	IV-1
4.2. Sedimentasi	IV-1
4.3. Operasi dan Pemeliharaan	IV-3
4.3.1. Pengerukan Sedimen	IV-3
4.3.2. Perbaikan Saluran	IV-9
4.3.3. Perbaikan Pintu Otomatis	IV-10
4.3.4. Perbaikan Boezem	IV-10

BAB V ANALISA EKONOMI

5.1. Umum	V-1
5.2. Rencana Anggaran Biaya	V-2
5.3. Kerugian Akibat Genangan Air	V-5
5.4. Analisa Keuntungan dan Kerugian	V-6

5.4.1. Metode Benefit Cost Ratio (BCR)	V-7
5.4.2. Metode Internal Rate of Return (IRR)	V-8
5.4.3. Metode Net Present Worth (NPW)	V-8

BAB VI ANALISIS DAMPAK LINGKUNGAN

6.1. Umum	VI-1
6.2. Rencana Kegiatan Proyek	VI-3
6.3. Perkiraan Dampak Penting	VI-3
6.4. Evaluasi Dampak	VI-5

BAB VII KESIMPULAN DAN SARAN

LAMPIRAN TABEL

LAMPIRAN GAMBAR

DAFTAR PUSTAKA

DAFTAR TABEL

- Tabel 2.1. Data klimatologi Surabaya
- Tabel 2.2. Curah hujan harian maksimum stasiun Gubeng
- Tabel 2.3. Curah hujan harian maksimum stasiun Larangan
- Tabel 2.4. Curah hujan harian maksimum stasiun Kedungcawek
- Tabel 2.5. Curah hujan harian maksimum wilayah Kali
Jeblok
- Tabel 2.6. Harga Yr Gumbel
- Tabel 2.7. Harga Sr Gumbel
- Tabel 2.8. Curah hujan rencana periode ulang tertentu
- Tabel 2.9. Perhitungan intensitas hujan periode ulang
tertentu
- Tabel 2.10 Waktu aliran permukaan
- Tabel 2.11 Debit buangan
- Tabel 3.1. Pembagian sub-daerah drainase
- Tabel 3.2. Perhitungan air balik
- Tabel 3.3. Perhitungan dimensi saluran
- Tabel 3.4. Rencana dimensi saluran
- Tabel 3.5. Perhitungan unit hydrograph Nakayatsu
- Tabel 5.1. Nilai taksir kerugian akibat genangan
- Tabel 6.1. Matriks Leopold interaksi proyek drainase Kali
Jeblok dan lingkungan.

DAFTAR GAMBAR

- Gambar 1.1. Genangan kolamadya Surabaya
- Gambar 1.2. Pembagian wilayah drainase Surabaya
- Gambar 2.1. Lokasi stasiun hujan
- Gambar 2.3. Grafik intensitas hujan dan waktu dengan periode ulang tertentu
- Gambar 2.3. Unit hydrograph Nakayatsu
- Gambar 3.1. Topografi wilayah Kali Jeblokan
- Gambar 3.2. Peta aliran wilayah Kali Jeblokan
- Gambar 3.3. Pembagian sub-daerah drainase
- Gambar 3.4. Skema sistem drainase Kali Jeblokan
- Gambar 3.5. Potongan memanjang rencana saluran
- Gambar 3.6. potongan melintang rencana saluran
- Gambar 3.7. Kondisi ekstrem pintu otomatis
- Gambar 3.8. Mekanisme pintu otomatis
- Gambar 3.9. Pasang curut harian rata-rata
- Gambar 3.10 Volume tampungan di saluran
- Gambar 3.11 Kapasitas tampungan saluran
- Gambar 3.12 Masscurve kapasitas boezem
- Gambar 3.13 Dimensi boezem
- Gambar 6.1. Diagram alir dampak lingkungan proyek drainase Kali Jeblokan.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Umum

Pembangunan yang dilaksanakan di Indonesia meliputi pembangunan fisik dan non-fisik. Demikian juga pembangunan yang dilaksanakan pada suatu kota seperti Surabaya.

Pada Pembangunan fisik antara lain didapatkan pembangunan sarana lalu-lintas, perumahan, pasar, perkantoran, air bersih, angkutan, tempat hiburan, drainase, tempat pembuangan sampah, dan lain-lain. Pembangunan sarana dan prasarana fisik tersebut perlu dilakukan secara terpadu dan berkesinambungan agar dana yang disediakan dapat dipakai seefisien mungkin.

Pembangunan drainase/pematusan kota menjadi masalah yang penting, karena akan mempengaruhi kenyamanan penduduk dan sekaligus juga mempengaruhi sosial ekonomi dan budaya masyarakat. Oleh sebab itu seiring dengan pembangunan sarana dan prasarana kota lainnya, pembangunan drainase kota harus dilakukan secara terpadu dan berkesinambungan.

1.2. Latar Belakang

Surabaya sebagai Ibukota Propinsi Jawa Timur merupakan kota terbesar kedua di Indonesia setelah Jakarta. Luasnya kurang lebih 30.000 ha., jumlah penduduk 2,5 juta jiwa kepadatan penduduk kurang lebih 80 jiwa/ha dan pertumbuhan

penduduk rata-rata 2,85 % pertahun. Kondisi perekonomian juga mengalami pertumbuhan yang cukup pesat, terutama pada dasawarsa terakhir [1].

Dilain sisi, posisi kota Surabaya yang terletak di tepi pantai dan sekaligus mempunyai dataran yang relatif rendah terhadap muka air laut, masih selalu menghadapi problem banjir/genangan di musim hujan. Lihat gambar 1.1.

Penanganan masalah drainase kotamadya Surabaya telah dimulai sejak tahun 1973 oleh Overseas Technical Cooperation Agency (OCTA), Government of Japan, terus-menerus dilakukan penyempurnaan hingga sekarang. Berdasarkan macam alirannya (bukan berdasarkan besar kecilnya luas daerah pengaliran), pola drainase kota Surabaya dapat dibagi menjadi 3, yaitu [2] :

1. Basin Drainage

Drainase yang berfungsi mengalirkan dan mendistribusikan banjir yang datang dari bagian hulu yang mempunyai daerah yang lebih luas. Untuk Surabaya telah dikenal sistem Kali Brantas, Kali Surabaya, Kali Wonokromo dan Kali Mas. Kanal atau saluran tersebut dinamakan kanal utama guna distribusi banjir (flood way distribution chanel) dimana perencanaan debitnya didasarkan atas debit banjir periode ulang 50 tahunan (Q_{50}).

2. Urban Flood Control Drainage

Drainase yang berfungsi mengalirkan banjir dari suatu

daerah drainase tertentu tetapi menggunakan kanal-kanal irigasi yang berfungsi pula untuk memberikan pelayanan pada suatu daerah irigasi. Kanal-kanal ini dinamakan kanal-kanal utama. Pengatur banjir dan pengatur irigasi dimana perencanaan debitnya didasarkan atas debit banjir 5 tahunan (Q_5) sampai dengan rencana 20 tahunan (Q_{20}), apabila dikemudian hari pelayanan irigasi telah tidak ada, maka kanal-kanal tersebut akan berubah menjadi drainase utama kota dan berfungsi pula sebagai distributor yang ikut mengalirkan banjir dari hulu. Untuk Surabaya kanal-kanal yang termasuk dalam kategori tersebut adalah :

- Kanal Gunungsari - Kalianak
- Kanal Kedurus
- Kanal Kebonagung.

3. Urban Drainage

Drainase yang mengalirkan air banjir dari suatu daerah drainase tertentu di kota dimana ia tidak berfungsi sebagai kanal distribusi banjir yang datang dari hulu. Kanal-kanal pada urban drainage ini terdiri dari kanal-kanal utama, kanal-kanal sekunder, tersier dan kwarter. Oleh karena kanal-kanal ini tidak berfungsi sebagai kanal distribusi banjir dari hulu, maka perencanaan debit didasarkan pada debit rencana 1 tahunan (Q_1) sampai dengan debit rencana 5 tahunan (Q_5). Kanal-kanal ini bisa mendapat supply air dari kanal

irigasi yang ada di dekatnya bila diperlukan penggelontoran atau pembilasan. Adapun kanal-kanal yang termasuk kriteria ini adalah kanal-kanal selain yang ada dalam kategori pada butir 1 dan 2.

Sedangkan berdasarkan keadaan topografi dan keadaan sistem aliran, maka kota Surabaya dibagi menjadi 3 wilayah yang berdiri sendiri (lihat gambar 1.2) [3] :

1. Wilayah Drainase Surabaya Selatan

Terdiri dari 3 sub-sistem drainase, yaitu :

- Sub-sistem Perbatasan
- Sub-sistem Kebonagung
- Sub-sistem Wonorejo

2. Wilayah Drainase Surabaya Timur

Terdiri dari 8 sub-sistem drainase, yaitu :

- Sub-sistem Medokan
- Sub-sistem Bratang
- Sub-sistem Kalobokor-Keputih
- Sub-sistem Kalidami
- Sub-sistem Kalisari-Kalikepiting
- Sub-sistem Kenjeran
- Sub-sistem Kenjeran Utara-Kedungcowek
- Sub-sistem Pegirian-Tambakwedi

3. Wilayah Drainase Surabaya Barat

Terdiri dari 5 sub-sistem drainase, yaitu :

- Sub-sistem Greges
- Sub-sistem Gunung Sari

- Sub-sistem Kalisimo
- Sub-sistem Kedurus
- Sub-sistem Karangpilang

Pada wilayah drainase Surabaya Timur terdapat 8 sub-sistem drainase . Pada wilayah ini juga terdapat saluran irigasi, diantaranya : saluran Kali Jeblokan, saluran Kali Kepiting dan saluran Kalibokor-Keputih. Secara fungsional saluran irigasi ini melayani daerah irigasi yang semakin lama semakin sedikit, bahkan daerah irigasi kota Surabaya direncanakan pada tahun 2000 sudah habis.

Pada saluran irigasi Kali Jeblokan juga terjadi kasus yang serupa, yaitu daerah irigasi yang dahulu mencapai +/- 3000 ha sedikit demi sedikit berkurang dan sekarang nyaris tidak ada lagi, sehingga saluran irigasi menjadi tidak berfungsi sebagaimana mestinya. Disamping itu penduduk disekitar saluran telah memanfaatkan saluran tersebut menjadi saluran drainase. Dengan kenyataan tersebut akhirnya pihak kotamadya berkeinginan merubah fungsi saluran irigasi menjadi saluran drainase.

Pemikiran tersebut diperkuat oleh adanya kenyataan bahwa saluran drainase Tambakwedi (sebelah barat Kali Jeblokan) mempunyai beban yang cukup berat (+/- 900 ha). Perencanaan drainase saluran Tambakwedi dengan koefisien pengaliran (C) = 0,6 [4] juga perlu dimodifikasi dengan berubahnya daerah pemukiman kurang padat menjadi pemukiman yang padat sedangkan perluasan saluran akan menghadapi

pembebasan tanah yang cukup mahal.

Persoalan-persoalan tersebut diatas merupakan hal-hal yang melatarbelakangi perencanaan saluran irigasi Kali Jeblokan menjadi saluran drainase.

1.3. Permasalahan

Perencanaan yang merubah saluran irigasi Kali Jeblokan menjadi saluran drainase tersebut mempunyai beberapa permasalahan antara lain :

a. Daerah pelayanan drainase.

Lahan yang pada mulanya diberi pelayanan irigasi tidak bisa langsung dirubah menjadi daerah layanan drainase, karena elevasi saluran irigasi lebih tinggi dari daerah layanan. Penentuan daerah layanan drainase harus melihat sistem drainase di sekitarnya dan kondisi sebenarnya dilapangan.

b. Peresapan aliran.

Perubahan peruntukan lahan dari persawahan menjadi perumahan, jalan, gedung dan bangunan lainnya mengakibatkan air yang dialirkan saluran menjadi lebih besar dari kapasitas yang ada sekarang.

c. Kapasitas saluran.

Pola saluran irigasi (pembawa) adalah bahwa kapasitas saluran yang semakin kecil ke arah hilir karena air telah terdistribusi pada lahan-lahan yang dilewatinya. Hal itu berbeda prinsip dengan saluran drainase karena semakin

ke hilir saluran drainase semakin besar debit alirannya.

d. Elevasi saluran.

Elevasi saluran irigasi dari saluran primer menuju saluran sekunder dan saluran sekunder menuju saluran kwarter semakin rendah agar air dapat mengalir secara gravitasi. Untuk merubah sistem saluran irigasi menjadi sistem saluran drainase elevasi harus dibuat sebaliknya agar air dari daerah layanan menuju saluran kwarter, kwarter ke sekunder, sekunder ke primer dan dari primer dibuang ke danau, laut atau lainnya mempunyai elevasi yang semakin kecil.

e. Sedimentasi/pendangkalan saluran.

Berubahnya persawahan menjadi daerah pemukiman mengakibatkan kualitas air yang masuk ke saluran mengandung banyak sampah dan kotoran lainnya, sehingga pendangkalan semakin cepat.

f. Operasi dan pemeliharaan saluran.

Pengadaan pintu-pintu pada saluran irigasi yang ada di saluran Jeblokan harus dihilangkan karena tidak berfungsi lagi untuk pembagian air. Tetapi jatah air yang disediakan untuk irigasi masih diperlukan sebagai penggelontor saluran drainase dan menjaga keseimbangan air tanah.

g. Buangan air ke laut dan pasang surut air laut.

Pada saat Kali Jeblokan menjadi saluran irigasi, saluran menjadi semakin kecil menuju ke hilir dan akhirnya hilang

menjadi saluran sekunder dan saluran kwarter. Karena saluran drainase mempunyai pola/sistem yang sebaliknya, maka perlu diperhitungkan buangan air ke laut. Sistem pembuangan air drainase tersebut harus juga diperhitungkan terhadap pengaruh pasang surut air laut, terutama tinjauan terhadap kondisi pasang yang bersamaan dengan datangnya hujan di daerah layanan drainase.

1.4. Maksud dan Tujuan

Tugas Akhir ini dimaksudkan untuk dapat merencanakan sistem drainase wilayah Kali Jeblokan yang bermula dari Kali Mas dan bermuara di Selat Madura.

Tujuan dari perencanaan sistem drainase Kali Jeblokan adalah untuk mengurangi beban layanan drainase saluran Tarbakwedi, menghilangkan genangan yang selama ini masih ada dan merencanakan sistem drainase yang sesuai dengan Masterplan kotamadya Surabaya tahun 2000.

1.5. Ruang Lingkup Pembahasan

Lingkup pembahasan pada Tugas Akhir ini meliputi :

1. Studi mengenai sistem pematusan di wilayah Kali Jeblokan dengan meninjau sistem pematusan di wilayah Surabaya Timur.
2. Studi hidrologi, antara lain membahas mengenai kondisi daerah aliran, data-data yang tersedia, metode-metode perhitungan yang dipakai sehingga akhirnya ditemukan

debit rencana.

3. Studi perencanaan, meliputi perencanaan sistem drainase, dimensi saluran dan sistem buangan air ke laut.
4. Studi sedimentasi, untuk memperhitungkan sedimentasi yang terjadi pada musim kemarau maupun musim hujan sehingga dapat diketahui pemeliharaan yang harus dilakukan terhadap saluran.
5. Studi ekonomi, merupakan perbandingan antara biaya konstruksi dengan keuntungan diadakannya proyek tersebut sehingga dapat dihitung benefit cost rasionya.
6. Tinjauan terhadap wawasan lingkungan (Rencana Kelola / Pengelolaan Lingkungan).

Adapun batasan-batasan pembahasannya antara lain :

1. Kali Jeblokan yang dimaksud adalah saluran yang bermula dari Kali Mas di kecamatan Gubeng, melewati kecamatan Tambaksari dan akhirnya bermuara di kecamatan Kenjeran.
2. Perencanaan saluran hanya meliputi saluran primer
3. Daerah layanan irigasi Kali Jeblokan dianggap habis di tahun 2000, sehingga fungsi Kali Jeblokan sebagai saluran irigasi tidak di bahas lagi.

1.6. Data-data Yang Tersedia

Berdasarkan ruang lingkup pembahasan di atas, maka data-data yang dapat dihimpun antara lain :

a. Data topografi.

Berupa peta topografi dengan skala 1 : 5.000 yang menunjukkan wilayah disekitar Kali Jeblokan.

b. Data hidrologi.

Data klimatologi dan data hujan di stasiun Tanjung Perak tahun 1963 sampai tahun 1978 dan data hujan di 8 stasiun yang tersebar di kotamadya Surabaya mulai tahun 1976 sampai tahun 1990.

c. Data genangan.

Data genangan diperoleh dari Dinas Pekerjaan Umum Kodya Surabaya berupa peta dengan skala 1 : 30.000.

d. Data aliran.

Diperoleh dari Dinas Pekerjaan Umum berupa peta aliran dengan skala 1 : 20.000.

e. Data pasang surut air laut.

Diperoleh dari stasiun pengukuran pasang susut air laut di pelabuhan Tanjung Perak, Karang Kleta dan Karang Jemuran.

f. Masterplan Kotamadya Surabaya tahun 2000.

Berupa tataguna lahan bagi peruntukan tanah di wilayah kotamadya Surabaya tahun 2000.

BAB II

ANALISA HIDROLOGI

2.1. Umum

Analisa hidrologi yang dimaksudkan disini adalah penjelasan tentang kondisi hidrologi, topografi dan geologi; alasan pemakaian rumus-rumus, sehingga akhirnya didapatkan debit perencanaan yang diperlukan.

Kondisi hidrologi dan topografi merupakan masalah yang penting di dalam merencanakan sistem drainase. Curah hujan dan karakteristik daerah pengaliran merupakan faktor-faktor yang diperhitungkan dalam menganalisa siklus air yang ada di suatu daerah (drainase). Konsep tentang siklus air yang ada di udara, permukaan tanah dan di bawah tanah menjadi dasar dalam merencanakan kapasitas saluran, macam dan sistem drainase di daerah tersebut.

2.2. Kondisi Hidrologi, Topografi dan Geologi

2.2.1. Kondisi Hidrologi

Data klimatologi dan hidrologi didapatkan di stasiun Surabaya yang terletak di Tanjung Perak [4]. Lihat tabel 2.1.

Iklim

Seperti di bagian Indonesia lainnya, Surabaya mempunyai dua musim, yaitu musim hujan dan kemarau. Temperatur harian rata-rata hampir konstan, antara $25,8^{\circ}$ sampai $28,1^{\circ}$.

Kelembaban

Kelembaban relatif dan evaporasi air mempunyai pengaruh yang besar terhadap curah hujan dalam setahun. Dari tabel 2.1. dapat kita pelajari bahwa kelembaban relatif minimum rata-rata adalah 66% dan evaporasi maksimum sebesar 136 mm/bulan; keduanya terjadi pada bulan Oktober. Sedangkan kelembaban maksimum adalah 82% pada bulan Maret, evaporasi minimum 60 mm/bulan pada bulan April.

Hujan

Di Surabaya ada 9 stasiun hujan yang tercatat di bagian Dinas Pengairan berupa curah hujan harian dan bulanan. Stasiun-stasiun tersebut adalah :

1. Stasiun Kandangan/Sememi
2. Stasiun Banyuwirip
3. Stasiun Kedungcowek
4. Stasiun Larangan
5. Stasiun Gubeng
6. Stasiun Keputih
7. Stasiun Gunungsari
8. Stasiun Kebonagung
9. Stasiun Wonorejo.

Lokasi dari masing-masing stasiun tersebut dapat dilihat pada gambar 2.1. Data yang berhasil dihimpun oleh Dinas Pengairan berupa curah hujan harian mulai tahun 1976 sampai tahun 1990 seperti terlihat pada tabel 2.2, 2.3, dan 2.4.

tahun 1990 seperti terlihat pada tabel 2.2, 2.3, dan 2.4.

Dari 9 stasiun hujan tersebut, untuk perencanaan drainase wilayah Kali Jeblokan diambil stasiun-stasiun hujan yang berdekatan, yaitu stasiun Kedungcowek, Larangan dan Gubeng.

2.2.2. Kondisi Topografi

Data topografi yang tersedia adalah peta topografi dengan skala 1 : 5.000 dengan jarak setiap kontur 0,25 m [5]. Elevasi di wilayah Kali Jeblokan berkisar antara 2 - 5 m dari muka air laut rata-rata, sedangkan di sepanjang pantai telah diberi bangunan berupa tanggul kurang lebih 4 m dari muka air laut rata-rata.

2.2.3. Kondisi Geologi

Menurut peta kondisi tanah dari kotamadya Surabaya, wilayah Kali Jeblokan terdiri atas tanah alluvial kelabu dan alluvial hidromort.

2.3. Analisa Hidrologi

2.3.1. Perhitungan Tinggi Hujan Rata-rata Harian Maksimum.

Curah hujan yang dipakai sebagai perencanaan bangunan dalam hal ini adalah perencanaan drainase, adalah curah hujan yang terjadi di wilayah tersebut (areal rainfall) bukan curah hujan di suatu titik.

Untuk wilayah drainase Kali Jeblok, dimana daerah yang ada cukup datar (0-5 m dari muka air laut rata-rata) penggunaan cara aritmatik cukup memungkinkan, karena faktor-faktor yang mempengaruhi curah hujan (suhu, kelembaban udara, angin dan sebagainya) relatif konstan di seluruh wilayah.

Cara Rata-rata Aritmatik [6]

Cara ini adalah perhitungan rata-rata aljabar curah hujan di dalam dan di sekitar daerah yang bersangkutan.

$$\bar{R} = (R_1 + R_2 + \dots + R_n) / n \dots\dots\dots (2.1)$$

dimana :

\bar{R} = curah hujan daerah (mm)

n = jumlah titik-titik (pos-pos) pengamatan

R_1, \dots, R_n = curah hujan di tiap titik pengamatan (mm)

Prosedure perhitungan curah hujan daerah

Prosedure perhitungan dari data hujan harian sampai didapatkan curah hujan daerah adalah sebagai berikut :

1. Data curah hujan harian dari masing-masing stasiun hujan dipilih curah hujan terbesar dalam 1 (satu) tahun dan dilihat tanggal terjadinya (lihat tabel 2.2 kolom 1 dan 2).
2. Dengan acuan salah satu stasiun yang mempunyai curah hujan paling besar (maksimum), maka untuk stasiun-stasiun yang lain juga dicatat dalam waktu yang bersamaan (lihat tabel 2.2 kolom 3 dan 4).

3. Dari data-data hujan yang tercatat tersebut dihitung curah hujan rata-rata dengan metode aritmatik (lihat tabel 2.2 kolom 5).
4. Prosedure pada point 1-3 tersebut juga dilakukan untuk stasiun-stasiun yang lain, sehingga didapatkan curah hujan masing-masing stasiun (lihat tabel 2.2, 2.3 dan 2.4).
5. Dari data curah hujan rata-rata yang dihasilkan untuk masing-masing stasiun (tabel 2.2, 2.3, dan 2.4 kolom 5) dipilih harga yang terbesar setiap tahunnya (1976-1990) sehingga diperoleh curah hujan harian maksimum wilayah Kali Jeblokan seperti yang terlihat pada tabel 2.5.

Contoh perhitungan:

Pada tahun 1976 data curah hujan harian maksimum di peroleh:

► Stasiun Gubeng

R maksimum = 76 mm

Kejadian = 9 Maret 1976

R stasiun lain ► Larangan = 20 mm

Gubeng = 40 mm

► Stasiun Larangan

R maksimum = 76 mm

Kejadian = 9 Maret 1976

R stasiun lain ► Gubeng = 20 mm

Kedungcowek = 86 mm

► Stasiun Kedungcowek

R maksimum = 30 mm

Kejadian = 12 Desember 1976

R stasiun lain ► Larangan = 0 mm

Gubeng = 0 mm

Maka,

$$\begin{aligned}\bar{R} \text{ stasiun Gubeng} &= (76 + 20 + 40) / 3 \\ &= 45,33 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\bar{R} \text{ stasiun Larangan} &= (76 + 20 + 86) / 3 \\ &= 60,67 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\bar{R} \text{ stasiun Kedungcowek} &= (30 + 0 + 0) / 3 \\ &= 10 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dari ketiga harga hujan rata-rata harian maksimum tersebut dipilih yang paling besar, sehingga harga curah hujan rata-rata harian maksimum untuk tahun 1976 (\bar{R}) = 60,67 mm. Prosedure tersebut dilakukan untuk pada tiap tahun pengamatan mulai tahun 1976 sampai 1990 sehingga akhirnya diperoleh tabel 2.5.

2.3.2. Perhitungan Curah Hujan Rencana

Curah hujan rencana diperlukan untuk memperoleh tinggi hujan yang mungkin terjadi pada periode waktu tertentu. Periode waktu yang dibutuhkan dalam mencari curah hujan rencana disesuaikan dengan keperluan perencanaan, yaitu perhitungan debit rencana yang diperlukan. Cara yang bisa

dipakai adalah ekstrapolasi dengan dasar data-data hujan yang di lapangan. Akan tetapi umumnya tidak ada curah hujan yang sebesar atau lebih besar daripada data (variate) yang besarnya harus diperkirakan tadi. Karena itu kita perlu mengekstrapolasi lengkung probabilitasnya. Ekstrapolasi secara tepat hanya mungkin kalau persamaan matematis dari lengkungnya diketahui. Sehubungan dengan itu, berbagai ahli menyusun rumus-rumus pendekatan untuk distribusi probabilitasnya, anantara lain Gauss, Poisson, Pearson, Weibull, Gamma, Gumbel, Galton dan lain-lain.

Dari perumusan-perumusan tersebut metode Gumbel merupakan metode yang banyak digunakan dalam peristiwa hidrologi.

Metode Gumbel [7]

Gumbel beranggapan bahwa distribusi variabel - variabel hidrologi tidak terbatas. Ia menggunakan distribusi dari harga-harga terbesar (maksimum). Oleh karena itu metode ini dirasa tepat untuk perencanaan.

Adapun perumusan yang dipakai adalah :

$$X = \bar{X} + \tau K \dots\dots\dots (2.2)$$

dimana :

X = harga ekstrapolasi

\bar{X} = rata-rata aroitmatik dari data seri

τ = standart deviasi dari data seri

K = faktor frekuensi yang merupakan fungsi dari masa ulang

Tabel 2.7
Tinggi Sn metode Gumbel

m	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.9496	0.9676	0.9813	0.9971	1.0093	1.0206	1.0316	1.0411	1.0493	1.0563
20	1.0628	1.0696	1.0754	1.0811	1.0864	1.0913	1.0961	1.1004	1.1047	1.1086
30	1.1124	1.1159	1.1193	1.1226	1.1255	1.1285	1.1313	1.1339	1.1363	1.1388
40	1.1413	1.1436	1.1458	1.1480	1.1499	1.1519	1.1538	1.1557	1.1574	1.1590
50	1.1607	1.1623	1.1638	1.1653	1.1667	1.1683	1.1696	1.1708	1.1721	1.1734
60	1.1747	1.1759	1.1770	1.1782	1.1793	1.1803	1.1814	1.1824	1.1834	1.1844
70	1.1854	1.1863	1.1873	1.1881	1.1890	1.1898	1.1906	1.1913	1.1923	1.1930
80	1.1938	1.1945	1.1953	1.1959	1.1967	1.1973	1.1980	1.1987	1.1994	1.2001
90	1.2007	1.2013	1.2020	1.2026	1.2032	1.2038	1.2044	1.2049	1.2055	1.2060
100	1.2065									

►Contoh perhitungan untuk curah hujan dengan periode ulang 2 tahun :

$$X = \bar{X} + \tau K$$

$$K = (Y_t - Y_n) / S_n$$

$$Y_t = -\ln \ln (T / (t-1))$$

$$\tau = \sqrt{\frac{\sum (x_i^2) - (\sum x)^2}{n - 1}}$$

Dari tabel 2.6 dan 2.7 didapatkan :

$$Y_n = 0,05128$$

$$S_n = 1,0206$$

Dari data curah hujan harian maksimum daerah tabel 2.5 didapatkan :

$$\bar{X} = 78,11 \text{ mm}$$

$$\tau = 23,96 \text{ mm}$$

$$Y_t = -\ln \ln (2 / (2-1))$$

$$= 0,3665$$

$$K = \frac{0,3665 - 0,5128}{1,0206}$$

$$= -0,1433$$

$$X = 79,11 + 23,96 (-0,1433)$$

$$= 75,57 \text{ mm}$$

Curah hujan rencana dengan masa ulang 2 tahun

Hasil perhitungan curah hujan harian rencana dengan periode ulang tertentu dapat dilihat pada tabel 2.8.

2.3.3. Perhitungan Distribusi Curah Hujan

Data curah hujan yang ada di ketiga stasiun hujan (Larangan, Gubeng dan Kedungcowek) adalah curah hujan harian (24 jam). Sedangkan curah hujan yang dibutuhkan untuk mencari hubungan antara waktu, frekuensi dan intensitas hujan dibutuhkan data curah hujan dengan waktu menitan. Oleh karena itu data yang ada pada tabel 2.7 perlu diubah agar menjadi data curah hujan dengan waktu menitan yang dibutuhkan (lihat point 2.3.4).

Di Indonesia telah dikenal perumusan yang bisa digunakan untuk keperluan tersebut, yaitu untuk hujan 1-10 hari, 1-24 jam dan 0-1 jam [8]

1). Tinggi hujan untuk 1-24 jam

Rumus yang dipakai di Indonesia adalah :

$$\left(\frac{100 R}{R_{24}} \right)^2 = \frac{11300 t}{t + 3,12} \dots\dots\dots(2.5)$$

dimana :

R, R_{24} = curah hujan (mm)

$t = \text{waktu (jam)}$

$\left(\frac{100R}{R_{24}} \right) = \text{dalam prosen}$

2). Tinggi hujan untuk waktu hujan 0-1 jam

Rumus yang dipakai di Indonesia adalah :

$$R = \frac{a \cdot R_{24}}{R_{24} + b} \dots \dots \dots (2.6)$$

dimana:

$R, R_{24} = \text{curah hujan (mm)}$

$a, b = \text{konstanta yang untuk hujan dengan waktu tertentu besarnya seperti tabel 2.8.}$

Dari data curah hujan rencana pada tabel 2.7. kemudian dihitung dengan persamaan 2.5 dan 2.6 akan diperoleh curah hujan dengan waktu yang diinginkan, dalam hal ini dihitung untuk waktu hujan 5, 10, 20, 30, 40, 60, 80 dan 120 menit. Dari hasil curah hujan setiap waktu tersebut dapat dicari intensitasnya.

Contoh perhitungan:

Untuk curah hujan 5 menit dengan periode ulang 5 tahun :

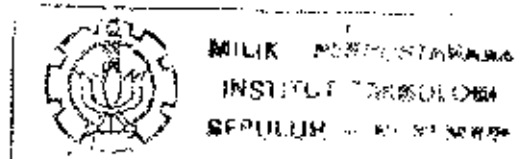
$R = 75,57 \text{ mm (24 jam)}$

$$\begin{aligned}
 R \text{ mm} &= \frac{a \cdot R_{24}}{R_{24} + b} \\
 &= \frac{29,1 \cdot 75,57}{75,57 + 116} \\
 &= 11,48 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Intensitas (I)} &= 11,48 \times \frac{60}{5} \text{ mm/jam} \\
 &= 137,75 \text{ mm/jam.}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 2.9.

2.3.4. Perhitungan Intensitas Hujan



Hal penting yang diperlukan dalam perencanaan drainase adalah distribusi curah hujan. Distribusi curah hujan mempunyai harga yang berbeda-beda yakni curah hujan tahunan, bulanan, harian atau curah hujan perjam. Harga-harga yang diperoleh ini dapat dipergunakan untuk menentukan perkiraan di kemudian hari sesuai dengan kebutuhan perencanaan.

Curah hujan jangka pendek dinyatakan dalam intensitas perjam yang disebut intensitas curah hujan (mm/jam). Intensitas curah hujan rata-rata dalam t jam (I_t) dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$I_t = \frac{R_t}{t} \dots \dots \dots (2.7)$$

dimana, R_t adalah curah hujan selama t jam.

Besarnya intensitas curah hujan berbeda-beda disebabkan oleh lamanya curah hujan atau frekuensi kejadiannya. Beberapa rumus intensitas curah hujan yang dihubungkan dengan hal-hal lain, telah disusun sebagai rumus eksperimentil. Rumus-rumus tersebut antara lain [9] :

1). Prof. Talbot

$$I = \frac{a}{t + b} \dots\dots\dots(2.8)$$

Rumus ini dikemukakan oleh Prof. Talbot dalam tahun 1881 dan disebut jenis Talbot. Rumus ini banyak digunakan karena mudah diterapkan dimana tetapan-tetapan a dan b ditentukan dengan harga-harga yang diukur.

2). Prof. Sherman

$$I = \frac{a}{n^t} \dots\dots\dots(2.9)$$

Rumus ini dikemukakan oleh Prof. Sherman dalam tahun 1905 dan disebut jenis Sherman. Rumus ini lebih cocok untuk jangka waktu curah hujan yang lamanya lebih dari dua jam.

3). DR. Ishiguro

$$I = \frac{a}{\sqrt{t} + b} \dots\dots\dots(2.10)$$

Rumus ini dikemukakan Ishiguro pada tahun 1953.

4). Prof. Mononobe

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^m \dots\dots\dots (2.11)$$

Rumus ini disebut rumus Mononobe dan merupakan sebuah variasi dari rumus (2.9). Rumus (2.8) sampai (2.10) adalah rumus-rumus intensitas curah hujan untuk curah hujan jangka pendek. Rumus (2.11) digunakan untuk menghitung intensitas curah hujan setiap waktu berdasarkan data curah hujan harian.

Pada rumus (2.8) sampai (2.11) :

I = intensitas curah hujan (mm/jam)

t = lamanya curah hujan (menit) atau untuk 4) (jam)

a, b, n, m = tetapan/konstanta.

R_{24} = curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm).

Persamaan-persamaan diatas akan menghasilkan kurva dengan t sebagai absis dan I sebagai ordinat. Kurva ini digunakan untuk perhitungan limpasan (run-off) dengan rumus rasional dan untuk perhitungan debit puncak dengan menggunakan intensitas hujan yang sebanding dengan waktu pengaliran curah hujan dari titik paling atas ke titik paling bawah/titik yang ditinjau dibagian hilir daerah pengaliran itu (waktu tiba = arrival time). Kurva tersebut menunjukkan besarnya kemungkinan terjadinya intensitas curah

hujan yang berlaku untuk lamanya curah hujan sembarang.

Prosedure perhitungan intensitas curah hujan

Prosedure yang dimaksudkan disini adalah dengan cara kuadrat terkecil (least square) untuk menentukan tetapan-tetapan a, b dan n, sebagai berikut :

- 1). Pertama-tama diambil 8 jenis lamanya curah hujan 5, 10, 20, 30, 40, 60, 80 dan 120 menit. Semua curah hujan yang bersangkutan dihitung probabilitasnya untuk masa ulang yang dibutuhkan seperti yang tercantum pada tabel 3.7.
- 2). Dengan menggunakan ke 8 harga dalam setiap tahun kemungkinan itu, maka diadakan perhitungan tetapan-tetapan dengan kuadrat terkecil. Perhitungan tetapan-tetapan untuk setiap rumus intensitas curah hujan adalah sebagai berikut :

Jenis I

$$I = \frac{a}{t + b}$$

$$a = \frac{(\sum It)(\sum I^2) - (\sum It^2)(\sum I)}{N(\sum I^2) - (\sum I)(\sum I)}$$

$$b = \frac{(\sum I)(\sum It) - N(\sum It^2)}{N(\sum I^2) - (\sum I)(\sum I)} \dots\dots\dots(2.12)$$

Jenis II

$$I = \frac{a}{t^n}$$

$$\log a = \frac{(\log I) ((\log t)^2) - (\log t \cdot \log I) (\log t)}{N ((\log t)^2) - (\log t) (\log t)}$$

$$n = \frac{(\log I) (\log I) - N (\log t \log I)}{N ((\log t)^2) - (\log t) (\log t)} \dots (2.13)$$

Jenis III

$$I = \frac{a}{t^{0.5} + b}$$

$$a = \frac{(I \cdot t^{0.5}) (I^2) - (I^2 \cdot t^{0.5}) (I)}{N (I^2) - (I) (I)}$$

$$b = \frac{(I) (I \cdot t^{0.5}) - (I^2 \cdot t^{0.5})}{N (I^2) - (I) (I)} \dots (2.14)$$

dimana :

() = jumlah angka-angka dalam tiap suku

N = banyaknya data

- 3). Konstanta-konstanta yang diperlukan sudah ditemukan, sehingga harga-harga dari intensitas hujan didapat.
- 4). Dengan menelaah deviasi standart rata-rata $M(|\alpha|) = \bar{\alpha}$ dapat ditentukan perumusan yang paling sesuai sebagai rumus intensitas curah hujan.

Contoh perhitungan

Curah hujan dengan periode ulang 2 tahun :

Jenis I

$$I = \frac{a}{t + b}$$

$$a = \frac{14834,8 \times 43531 - 753005,3 \times 515,6}{8 \times 43531 - 515,6 \times 515,6} = 3125,1$$

$$b = \frac{515,6 \times 14834,8 - 8 \times 753005,3}{8 \times 43531 - 515,6 \times 515,6} = 18,71$$

Jenis II

$$I = \frac{a}{t^n}$$

$$\log a = \frac{13,9657 \times 18,03628 - 19,85894 \times 11,839}{8 \times 18,03628 - 11,839 \times 11,839} = 2,5354$$

$$a = 343,1$$

$$n = \frac{13,9657 \times 11,839 - 8 \times 19,85894}{8 \times 18,03628 - 11,839 \times 11,839} = 0,533$$

Jenis III

$$I = \frac{a}{t^{0,5} + b}$$

$$a = \frac{245,17 \times 43531 - 160427,38 \times 515,6}{8 \times 43531 - 515,6 \times 515,6} = 281,1$$

$$b = \frac{515,6 \times 2451,17 - 8 \times 160427,38}{8 \times 43531 - 515,6 \times 515,6} = -0,238$$

Harga-harga ini disubstitusikan ke persamaan (2.8), (2.9) dan (2.10), sehingga rumus-rumus intensitas curah hujan itu menjadi sebagai berikut :

$$I = \frac{3125,1}{t + 19,17} \dots\dots\dots(2.15)$$

$$I = \frac{343,1}{t^{0,533}} \dots\dots\dots(2.16)$$

$$I = \frac{291,1}{t^{0,5} - 0,238} \dots\dots\dots(2.17)$$

Selanjutnya harus diadakan pemeriksaan mengenai rumus yang paling cocok digunakan. Harga-harga I dari rumus-rumus (2.15) (2.16) dan (2.17) yang didapat dengan menggantikan harga-harga t dalam kolom 2 pada tabel 2.8.a, sehingga hasilnya tercantum dalam kolom 14, 16 dan 18 pada tabel yang sama. Deviasi antara harga-harga ini dengan data yang tercantum dalam kolom 3 terletak berturut-turut dalam kolom 15, 17 dan 19 dalam tabel yang sama.

Dengan menelaah deviasi rata-rata $M(\{ \alpha \}) = \bar{\alpha}$ dan kurva-kurva yang ada dapat ditentukan rumus yang paling cocok, yaitu yang deviasi rata-ratanya paling kecil. Hasil perhitungan rumus intensitas yang cocok (deviasi rata-rata paling kecil) adalah sebagai berikut :

Periode ulang (tahun)	Intensitas (mm/jam)
2	$I = 343,1 / t^{0,533}$
5	$I = 409,28 / t^{0,5} + 0,11$)
10	$I = 492,8 / (t^{0,5} + 0,353)$
15	$I = 6020 / (t + 29,69)$
20	$I = 6435,1 / (t + 31,07)$

Sedangkan kurva intensitas dan waktu hujan untuk masing-masing periode ulang dapat dilihat pada gambar 2.2.a. sampai 2.2.e.

2.3.5. Perhitungan Waktu Konsentrasi

Waktu konsentrasi adalah waktu yang diperlukan oleh air untuk mengalir dari suatu titik yang terjauh pada suatu daerah aliran sampai ke titik yang ditinjau. Untuk saluran didaerah perkotaan (urban drainage) T_o adalah waktu yang diperlukan oleh air untuk mengalir di atas permukaan tanah (T_o) samapi ke saluran yang terdekat (inlet) ditambah waktu aliran air di dalam saluran (T_s) sampai ke titik yang ditinjau. Dalam perumusan adalah sebagai berikut :

$$T_c = T_o + T_s \dots\dots\dots(2.18)$$

dimana :

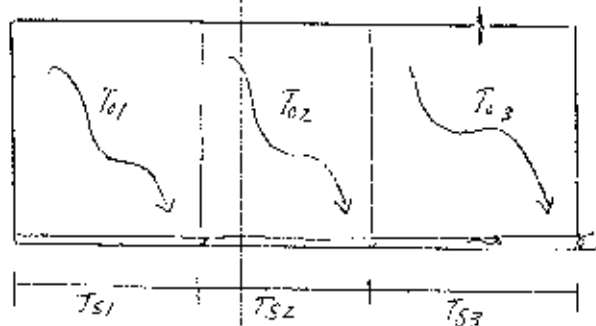
T_c = waktu konsentrasi (menit)

T_o = waktu aliran permukaan (menit)

T_s = waktu aliran di saluran (menit)

Waktu Aliran Permukaan T_o

T_o merupakan waktu yang dibutuhkan air untuk mencapai saluran terdekat. Lihat ilustrasi berikut.



Gambar. 2.3.

Faktor-faktor yang dapat mempengaruhi T_o antara lain :

- Intensitas hujan
- Jarak aliran
- Kemiringan saluran
- Kekasaran medan
- Kapasitas infiltrasi
- Depresi storage

Perhitungan T_o secara empiris disampaikan oleh Izzard untuk daerah aliran dengan panjang kurang dari 500 feet, Kerby untuk panjang daerah pengaliran kurang dari 400 m, dan oleh Kirpich (1940).

Perumusan Kirpich [10]

$$T_o = 0,0195 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0,77} \dots\dots\dots(2.19)$$

dimana :

$S = H/L$ (kemiringan)

T_o = waktu aliran permukaan (menit)

L = jarak terjauh aliran (m)

H = perbedaan elevasi antara titik terjauh dengan inlet
/titik yang ditinjau (m)

Perhitungan T_o ditentukan berdasarkan perencanaan sistem drainase yang ada (lihat Bab III), yaitu pembagian sub-daerah drainase. Parameter-parameter yang diperlukan dalam persamaan (2.19) dicari dari peta topografi pada

gambar 3.1.

» Contoh perhitungan ToJ1

Dari gambar dan perencanaan Bab III diperoleh :

$$L = 300 \text{ m}$$

$$H = 0,2 \text{ m} , \text{ maka}$$

$$ToJ1 = 0,0195 \left[\frac{300}{\sqrt{0,2/300}} \right]^{0,77}$$

$$= 26,32 \text{ menit.}$$

Hasil perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 2.10

Waktu Aliran Di Saluran (Ts)

$$Ts = \frac{L}{V} \dots\dots\dots(2.20)$$

dimana :

Ts = waktu aliran di saluran (menit)

L = panjang saluran (m)

V = kecepatan aliran di saluran (m/dt)

Berdasarkan perumusan di atas, parameter L dapat ditentukan langsung dari peta 3.1, akan tetapi V (kecepatan) air di saluran tidak dapat ditentukan secara langsung. Kecepatan air di saluran ditentukan setelah/bersamaan dengan perencanaan dimensi saluran, sehingga dalam hal ini penentuan V haruslah dihitung setelah diketemukannya debit rencana.

Penentuan T_c yang menentukan

Dari definisi T_c yang tersebut di atas, penentuan harga T_c untuk sistem drainase tidak harus dicari dari persamaan (2.18), akan tetapi perlu dicari T_c yang paling besar dari inlet yang bersangkutan. Prosedure penentuan harga T_c adalah sebagai berikut :

- 1). Harga T_c untuk masing-masing sub-daerah drainase dihitung terlebih dahulu. Tabel 2.10.
- 2). Untuk sub-daerah drainase yang paling hulu (J1) harga $T_c = T_o$, oleh karena itu debit rencana untuk daerah J1 dapat dicari dari debit buangan (lihat point 3).) ditambah debit curah hujan daerah J1 (air hujan) yang dapat dipergunakan untuk merencanakan dimensi saluran SJ1 (lihat skema sistem drainase Bab III).
- 3). Untuk perhitungan T_{c2} , harga T_{o2} sudah diketahui (tabel 2.10) sedangkan T_{s1} dapat dihitung dengan rencana dimensi dari debit daerah J1 untuk saluran SJ2 ($T_s = L/V$). Harga T_{c2} untuk inlet 2 dipilih yang terbesar antara T_{oJ2} dengan $T_{c1} + T_{s2}$.
- 4). Proses tersebut diulangi untuk masing-masing inlet, sehingga akhirnya dapat diketahui T_c masing-masing inlet dan sekaligus rencana dimensi masing-masing saluran.

2.2.6. Perhitungan Debit Rencana

Perhitungan debit rencana tidak dapat ditentukan secara langsung dan menyeluruh untuk setiap sub-daerah drainase,

akan tetapi perlu diperhitungkan juga dimensi saluran dari sub-daerah drainase sebelumnya. Tahapan dari perhitungan dan perumusan yang dipakai adalah sebagai berikut :

1). Menghitung T_c

Dihitung berdasarkan sub-bab 2.3.5.

2). Menghitung intensitas hujan selama waktu konsentrasi.

Sesuai dengan hasil perhitungan sub-bab 2.3.4, untuk setiap periode ulang tertentu perumusan intensitas hujan yang sesuai berlainan, yaitu :

Periode ulang (tahun)	Intensitas hujan (mm/jam)
2	$I = 343,1 / t^{0,533}$
5	$I = 409,28 / (t^{0,5} + 0,11)$
10	$I = 492,8 / (t^{0,5} + 0,353)$
15	$I = 6020 / (t + 29,69)$
20	$I = 6435,1 / (t + 31,07)$

3). Menghitung debit rencana.

Debit rencana dihitung berdasarkan kondisi ekstrem, yaitu debit air hujan dengan periode ulang 5 tahun (Q_5) ditambah dengan debit air buangan dari daerah pemukiman dan industri. Dalam perumusan adalah sebagai berikut :

$$Q_r = Q_5 + Q_b \dots\dots\dots(2.21)$$

dimana :

Q_r = debit rencana (m^3/dt)

Q_s = debit air limpasan hujan dengan periode ulang 5 tahun (m^3/dt)

Q_b = debit air buangan (m^3/dt)

Debit Air Buangan

Debit air buangan dihasilkan oleh buangan rumah tangga dan buangan industri. Perkiraan besarnya air buangan didasarkan pada (P3KT) :

- Jumlah air buangan dari rumah tangga adalah 70 % dari kebutuhan air bersih, untuk kota Surabaya kebutuhan air bersih = 120 l/orang/hari.
- Jumlah air buangan dari industri kurang lebih 275 l/orang/hari.
- Jumlah penduduk di daerah pematusan diproyeksikan ke tahun 2000, yaitu sebesar +/- 2,5 juta ; pertumbuhan penduduk 2,85 % pertahun dan luas areal +/- 30000 ha.

Asumsi di atas memberikan perumusan sebagai berikut :

$$Q_b = Q_{rt} + Q_{it} \dots\dots\dots(2.22)$$

$$Q_{rt} = A_{rt} \times P \times 70 \% \times q_{air \text{ bersih}} \dots\dots\dots(2.23)$$

$$Q_{it} = A_{it} \times P \times q_{industri} \dots\dots\dots(2.24)$$

dimana,

Q_b = debit air buangan (m^3/dt)

Q_{rt} = debit buangan rumah tangga (m^3/dt)

Q_{it} = debit buangan industri (m^3/dt)

A_{rt} = luas daerah pematusan rumah tangga (m^2)

A_{it} = luas daerah pematusan industri (m^2)

q air bersih = 120 l/orang/hari

$$= 120 \times 10^{-3} / (24 \times 3600) \text{ m}^3/\text{dt/orang}$$

$$= 1,389 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{orang/detik.}$$

q industri = 275 l/orang/hari

$$= 175 \times 10^{-3} / (24 \times 3600) \text{ m}^3/\text{orang/dt}$$

$$= 3,183 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{orang/dt.}$$

P = kepadatan penduduk Surabaya tahun 2000

$$= \frac{2.500.000 + (2000-1991) \times 2,85\% \times 2.500.000}{30.000 \times 10.000}$$

$$= 0,01047083 \text{ orang/m}^2$$

maka,

$$Q_{rt} = A_{rt} \times 0,01047083 \times 70\% \times 1,389 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$= 1,0181 \cdot 10^{-9} \times A_{rt} \text{ (m}^3/\text{dt)}$$

$$Q_{it} = A_{it} \times 0,01047083 \times 70\% \times 3,183 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$= 4,682 \cdot 10^{-9} \times A_{it} \text{ (m}^3/\text{dt).}$$

Hasil perhitungan debit buangan untuk masing-masing sub-daerah drainase dapat dilihat pada tabel 2.11

Debit Air Limpasan(Hujan)

Perumusan yang dipakai dalam hal ini adalah perumusan rasional. Perumusan ini dirasa cocok untuk wilayah Kali Jeblokan yang mempunyai luas daerah pengaliran cukup sempit dan karakteristik daerah pengaliran yang relatif seragam.

Rumus Rasional [11]

$$Q = C I A \dots\dots\dots(2.25)$$

dimana :

Q = debit (m^3/dt)

C = koefisien daerah pengaliran

I = intensitas hujan (mm/jam)

A = luas daerah pengaliran/layanan drainase (m^2)

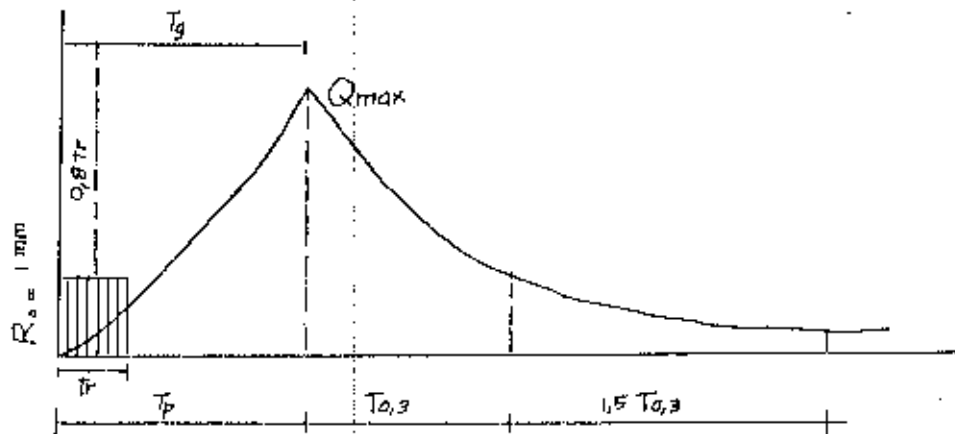
Asumsi yang dipakai dalam perumusan tersebut antara lain :

- Harga debit dari berbagai intensitas hujan akan maksimum jika waktu hujan sama atau lebih besar dari waktu konsentrasi.
- Debit maksimum yang diakibatkan oleh intensitas hujan dimana waktu hujan sama dengan atau lebih besar dari waktu konsentrasi adalah fraksi sederhana dari intensitas hujan tersebut yaitu di asumsikan bahwa Q dan I berbanding linier dan $Q = 0$ pada saat $I = 0$.
- Frekuensi debit puncak sama seperti intensitas hujan yang diebrikan oleh waktu konsentrasi.
- Hubungan antara debit puncak dan ukuran luas drainase sama dengan hubungan waktu hujan dan intensitas hujan.
- Koefisien aliran adalah sama untuk semua variasi frekuensi hujan.
- Koefisien aliran adalah sama untuk semua hujan pada daerah aliran.

Hasil perhitungan selengkapnya untuk masing-masing sub-daerah drainase dapat dilihat pada tabel 2.12

2.3.7. Perhitungan Volume Banjir

Volume banjir diperhitungkan dengan metode unit Hidrograph Metode Nakayatsu [12]



$$T_p = T_g + 0,8 \text{ tr}$$

$$Q_{\max} = \frac{1}{3,6} \cdot A R_o \cdot \frac{1}{(0,3 T_p + T_{0,3})}$$

Dimana :

T_p = peak time (jam)

T_g = time lag (jam)

T_r = satuan waktu yang digunakan

A = luas daerah pengaliran (km^2)

R_o = curah hujan spesifik (mm)

$T_g = 0,4 + 0,058L$ untuk $L < 15 \text{ km}$

$T_g = 0,21 L^{0,7}$ untuk $L > 15 \text{ km}$

$T_{0,3} = \alpha T_g$

L = panjang sungai

α = koefisien antara 1,5 - 3,6

bentuk grafik

$$0 < t < T_p$$

$$\frac{Q}{Q_{mak}} = \frac{t}{T_p}^{2,4}$$

$$1 > \frac{Q}{Q_{mak}} > 0,3$$

$$\frac{Q}{Q_{mak}} = 0,3 \left(\frac{t - T_p}{T_{0,3}} \right)$$

$$0,3 > \frac{Q}{Q_{mak}} > 0,09$$

$$\frac{Q}{Q_{mak}} = 0,3 \left(\frac{t - T_p + 0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}} \right)$$

$$\frac{Q}{Q_{mak}} < 0,09$$

$$\frac{Q}{Q_{mak}} = 0,3 \left(\frac{t - T_p + 0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}} \right)$$

Jika diambil (data)

$$L = 7,82 \text{ Km}$$

$$\alpha = 3$$

$$t_r = 1 \text{ jam}$$

$$R_o = C.R_s$$

$$= 0,78.102,2$$

$$= 79,716 \text{ mm}$$

maka,

$$T_g = 0,4 + 0,05.7,82 = 0,791 \text{ jam}$$

$$T_p = 0,791 + 0,8.1 = 1,591 \text{ jam}$$

$$Q_m = \frac{1}{3,6} \frac{2.9.372.79.716}{(0,3.1,581+3.0,781)} = 22,82 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Dengan perumusan-perumusan tersebut diatas, besarnya Q vs t dapat dilihat pada gambar 2.3.

Dari gambar tersebut diketahui :

$$\begin{aligned} V \text{ banjir} &= 22,82 \times (1,581 + 7,234) \times 0,5 \times 3600 \text{ m}^3 \\ &= 374408 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

BAB III

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE

3.1. Umum

Secara prinsip perencanaan drainase dimaksudkan untuk membuang air yang tidak terpakai dari suatu daerah/lahan menuju daerah buangan yaitu danau, laut atau tempat pembuangan lainnya. Dalam perencanaan tersebut antara lain tercakup : penentuan sistem dan sub-sistem drainase, penentuan sistem saluran serta dimensi-dimensinya dan sistem pembuangan air drainase.

Wilayah Kali Jeblokan merupakan daerah perkotaan (urban drainage) dimana secara umum mempunyai karakteristik : luas daerah layanan yang relatif kecil, berasal dari saluran irigasi, sistem saluran sekunder dan kwarter di sebagian wilayah sudah ada dan kondisi dataran relatif rendah dari muka air laut, sedangkan pembuangan air drainase tidak mempunyai alternatif lain selain dibuang ke laut.

Metode yang dipakai dalam merencanakan sistem drainase di daerah tersebut, baik dalam analisa daerah yang ada sekarang maupun perumusan-perumusan yang dipakai harus sesuai dengan kondisi yang ada sehingga dihasilkan

perencanaan yang paling baik secara teknis, ekonomis maupun sosial budaya masyarakat.

3.2. Perencanaan Sistem Drainase

Berdasarkan uraian pada bab-bab terdahulu, dimana Kali Jeblokan merupakan saluran irigasi yang diubah menjadi saluran drainase, maka kriteria dari perencanaan adalah sebagai berikut :

- 1). Saluran Kali Jeblokan merupakan saluran irigasi yang diubah menjadi saluran drainase, sedangkan saluran ini tidak melayani banjir yang datang dari hulu (lihat bab-I), oleh karena itu dimensi saluran direncanakan dengan kapasitas debit rencana periode ulang 5 tahun.
- 2). Pembagian sub-daerah drainase didasarkan pada : peta topografi, peta aliran dan peninjauan kondisi lapangan. Pembagian tersebut diarahkan agar sistem aliran yang sudah ada sekarang tidak berubah sama sekali, akan tetapi hanya diperlukan penyesuaian-penyesuaian. Lihat gambar 3.1 dan 3.2.
- 3). Perencanaan dimensi-dimensi saluran (penampang melintang dan memanjang) disesuaikan dengan kondisi saluran sekarang, termasuk arah aliran dari hulu samapi ke hilir/laut.
- 4). Perencanaan yang duhasilkan mampu mengatasi kondisi

dimana :

B = lebar dasar saluran (m)

H = tinggi air (m)

W = tinggi jagaan (m)

$m = \frac{B'}{H} = 1$

A = luas basah (m²)

$$= (B + mH)H$$

O = keliling basah (m)

$$= B + 2H \sqrt{m^2 + 1}$$

R = jari-jari hidrolik

$$= \frac{A}{O}$$

- Penampang memanjang

Kemiringan rata-rata saluran ditentukan berdasarkan data-data sebagai berikut:

- Elevasi dasar saluran saat ini di hulu : $\pm 3,77$ m
- Elevasi muka tanah di hulu : ± 5 m
- Elevasi muka tanah di hilir : ± 2 m
- Elevasi dasar saluran di hilir : $\pm 1,5$ m
- Panjang saluran hulu sampai hilir : 7828 m

Berdasarkan data-data di atas perencanaan kemiringan rata-rata saluran dipakai = 0,0003.

3). Kecepatan Aliran

Perumusan kecepatan yang dipakai diambil dalam

kritis, yaitu kondisi dimana hujan yang terjadi di daerah pengaliran maksimum (Q_5) bersamaan dengan terjadinya pasang air laut.

Dari kriteria-kriteria di atas, maka sistem drainase wilayah Kali Jeblokkan dibagi menjadi 17 sub-daerah drainase (J1-J17) dan 18 potongan saluran (SJ0-SJ17). Lihat tabel 3.1 dan gambar 3.3.

3.3. Perhitungan Dimensi Saluran

Dimensi saluran dirancang dengan ketentuan-ketentuan sebagai berikut :

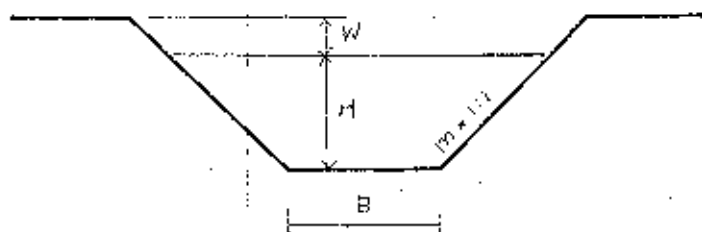
1). Debit Rencana (Q_r)

Prosedur dan perumusan yang dipakai sesuai dengan sub bab 2.2.6.

2). Penampang Saluran

Sesuai dengan kondisi topografi dan geologi, maka dipilih sebagai berikut :

- Penampang melintang



Manning's, sebagai berikut :

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

dimana :

V = kecepatan aliran (m/dt)

R = jari-jari hidrolik (m)

i = kemiringan energi ($\frac{\Delta H}{L}$)

n = koefesien kekasaran Manning's

= 0,02₁ (berdasarkan tabel 5.6 gambar 5.5 buku "Hidrolik Saluran Terbuka", Von Te Chow)

4) Perhitungan Air Balik (Back Water)

Kontrol Kecepatan

Perencanaan aliran perlu dikontrol agar aliran yang direncanakan merupakan aliran yang stabil. Kontrol tersebut dilakukan dengan menggolongkan aliran kedalam aliran sub-kritis, kritis dan superkritis. Pada kondisi kritis , aliran tidak stabil, artinya perubahan yang kecil dari energi spesifik pada atau dekat daerah kritis akan menyebabkan perubahan besar terhadap kedalaman aliran. Pada kondisi superkritis, faktor gesekan cenderung bertambah sesuai dengan meningkatnya bilangan Froude [13].

Berdasarkan kondisi di atas, maka perencanaan

saluran diupayakan agar aliran yang terjadi adalah sub-kritis. Penentuan dari resun aliran tersebut berdasarkan pada :

$F < 1$, aliran sub-kritis

$F = 1$, aliran kritis

$F > 1$, aliran superkritis

dimana :

$$F = \frac{v}{\sqrt{gD}} \quad \dots\dots\dots(3.2)$$

$$D = \frac{A}{T}$$

F = Bilangan Froude

v = Kecepatan aliran (m/dt)

D = Kedalaman Hidrolik (m)

A = Luas Penampang Basah (m²)

T = Lebar puncak / Permukaan Bebas (m)

Hasil perhitungan dimensi hidrolik saluran dapat dilihat pada tabel 3.3 dan 3.4.

Metode Tahapan Langsung [14]

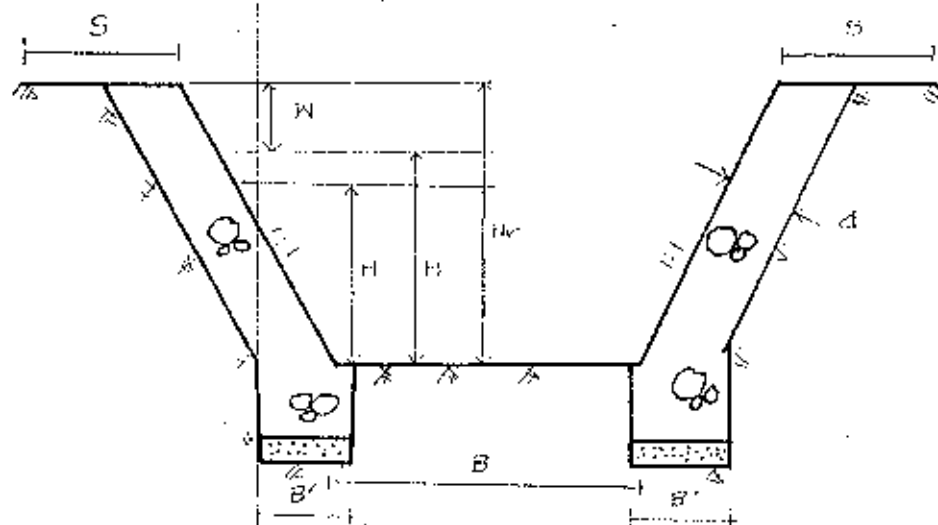
Metode tahapan langsung merupakan metode sederhana yang dapat dipakai untuk saluran prismatic.

Jika dipakai perumusan kecepatan Manning's didapatkan :

$$S_f = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} \dots \dots \dots (3.6)$$

Dengan cara tabulasi (tabel 3.2) air balik dapat ditentukan. Air balik dihitung berdasarkan elevasi hilir +2,30 m/ARP. Hasil perhitungan air balik dapat dilihat pada tabel 3.4.

5). Perhitungan Lereng Saluran (Sj17)



dimana :

B = lebar dasar saluran

H = tinggi air debit Qs

H' = tinggi air akibat back wath / air balik

dimana :

B = lebar dasar saluran

H = tinggi air debit Q_s

H' = tinggi air akibat back wath / air balik

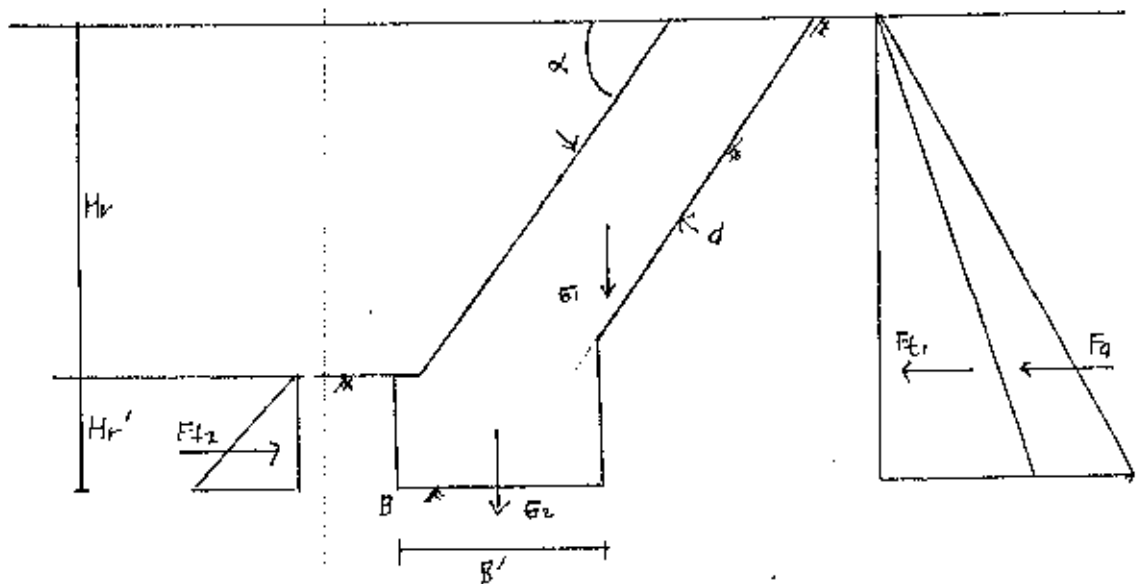
H_r = tinggi rencana

d = tebal pasangan batu

S = lebar tanggul

W = tinggi jagaan

Perhitungan Lersag



Direncanakan :

$$H_r = 2,76 \text{ m}$$

$$H_r' = 0,6 \text{ m}$$

$$B' = 2 \text{ m}$$

$$d = 0,75 \text{ m}$$

$$\gamma_b = 2,2 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right)^\circ = 0.333$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right)^\circ = 3$$

$$\gamma_t = 1,7 \text{ t/m}^3$$

$$\bar{\sigma}_t = 5 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\alpha = 45^\circ$$

1. Kontrol Tegangan Tanah

$$\bar{\sigma}_t = 5 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{G_1 + G_2}{B} \dots \dots \dots (3.7)$$

$$G_1 = (H/\sin\alpha) \cdot \gamma_b = (2,76/\sin 45^\circ) 0,75 \cdot 2,2 = 6,44 \text{ t/m}$$

$$G_2 = B' \cdot H_r' \cdot \gamma_b = 2 \cdot 0,6 \cdot 2,2 = 2,64 \text{ t/m}$$

$$\gamma_t = \frac{6,44 + 2,64}{2} = 4,54 \text{ t/m}^2 < \bar{\gamma}_t = 5 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{OK !}$$

2. Kontrol Guling

$$\frac{\sum M_v}{\sum M_H} \geq 1,5 \dots \dots \dots (3.8)$$

Ditinjau momen terhadap titik B :

$$\begin{aligned} \sum M_{vb} &= G_1 \cdot X_1 + G_2 \cdot X_2 \\ &= 6,44 \cdot 2,38 + 2,64 \cdot 1 \\ &= 17,97 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{Hb} &= F_{t1} (H_r + H_r')/3 + F_a (H_r + H_r')/3 - F_{t2} H_r'/3 \\ &= \gamma_t K_a (H_r + H_r')^2/3.2 + \gamma_a (H_r + H_r')^2/3.2 - \\ &\quad \gamma_t K_a H_r'^2/3.2 \\ &= 1,7 \cdot 0,33 (3,36)^2/6 + 1(3,36)^2/6 - 1,7 \cdot 3(0,6)^2/6 \\ &= 2,63 \text{ tm.} \end{aligned}$$

$$\frac{\sum M_{vb}}{\sum M_{Hb}} = \frac{17,97}{2,6} = 6,83 > 1,5. \rightarrow \text{OK !}$$

3. Kontrol Geser

$$\eta = \frac{\sum V \cdot \operatorname{tg} (2/3 \varphi)}{\sum H} \geq 1,5 \quad \dots\dots\dots(3.9)$$

$$\begin{aligned} \sum V \operatorname{tg} (2/3 \varphi) &= (G_1 + G_2) \operatorname{tg} (2/3 30) = (6,44 + 2,64) 0,364 \\ &= 3,31 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum H &= F_{t1} + F_a - F_{t2} \\ &= \gamma t K_a (H_r + H_r')/2 - \gamma t K_p (H_r')/2 + \gamma a (H_r + H_r')/2 \\ &= 1,093 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\frac{\sum V \operatorname{tg} (2/3 \varphi)}{\sum H} = \frac{3,31}{1,093} = 3,03 > 1,5 \rightarrow \text{OK !}$$

Perhitungan selengkapnya dimensi lereng dapat dilihat pada tabel 3.4.

6). Profil Saluran

Berdasarkan hasil perhitungan sebelumnya, maka profil saluran direncanakan sebagai berikut :

Profil Memanjang :

Elevasi dasar hilir	: 0,00	m(ARP)
Elevasi dasar hulu	: + 2,346	m(ARP)
Elevasi air hilir (Q_5)	: + 2,03	m(ARP)
Elevasi air hulu (Q_5)	: + 2,851	m(ARP)
Elevasi air balik hilir	: + 2,30	m(ARP) =>> (rencana)
Elevasi air balik hulu	: + 3,842	m(ARP)

Untuk elevasi air saluran SJO sampai SJ17 dapat dilihat pada

Profil Melintang

Rencana pembuatan lereng (plengsengan) saluran didasarkan pada :

- Kondisi ekstrim, yaitu debit air hujan maksimum (Q_s) dan pasang air laut tinggi rata - rata ditambah sedikit ($+2.13 \text{ m} + 0.17 \text{ m}$) = $+2.3 \text{ m(ARP)}$.
- Air balik (back water) tetap terjadi pada saat terjadi hujan dan pintu otomatis tertutup (kondisi pasang air laut). Lihat Sub-Bab 3.4 tentang pertimbangan bahwa pintu otomatis diperlukan.
- Tinggi jagaan (W) diambil 20% dari elevasi air balik (H_r).
- Tinggi plengsengan diambil/direncanakan dari elevasi air balik hilir tiap potongan saluran (SJ0 - SJ17).

Profil melintang dari masing-masing saluran (SJ0 - SJ17) dapat dilihat pada gambar 3.6.

3.4 Perencanaan Pintu Otomatis

Pertimbangan dibuatnya pintu otomatis dihilir saluran (muara) adalah :

- Mencegah adanya intrusi air laut menuju daerah hulu saluran. Dalam hal ini adanya air balik tidak bisa dihindari dikarenakan elevasi daratan (daerah pematusan) relatif rendah dibanding elevasi pasang surut air laut.
- Elevasi tertinggi air laut adalah $+3.2 \text{ m/ARP}$ sedangkan elevasi daerah pematusan antara $+2.5 \text{ m/ARP}$ sampai

+5,0 m/ARP. Meskipun pasang tertinggi jarang terjadi, hal ini dianggap membahayakan karena jika terjadi maka kurang lebih sepertiga daerah pematasan akan terbenam 0 - 70 cm. Pembangunan pintu disini dianggap layak jika dibandingkan dengan kerugian yang ditimbulkan jika pintu tidak dibangun.

- Mekanisme pintu otomatis tidak membutuhkan operator (bekerja sendiri). Hal ini lebih menguntungkan jika dibandingkan dengan pintu biasa, karena pengoperasian pintu relatif sulit oleh adanya fluktuasi muka air di saluran maupun di laut.

Adapun perhitungan konstruksi, lebar dan mekanisme pintu adalah sebagai berikut :

1. Konstruksi pintu

Pintu dibuat dari kayu dan rangka baja profil.

Rencana :

- Tinggi vertikal : 3,2 m
- Kemiringan : 45°
- Tebal kayu : 5 cm
- Baja profil : WF 200 x 200 x 10 x 16
- Lebar pintu : 2 m

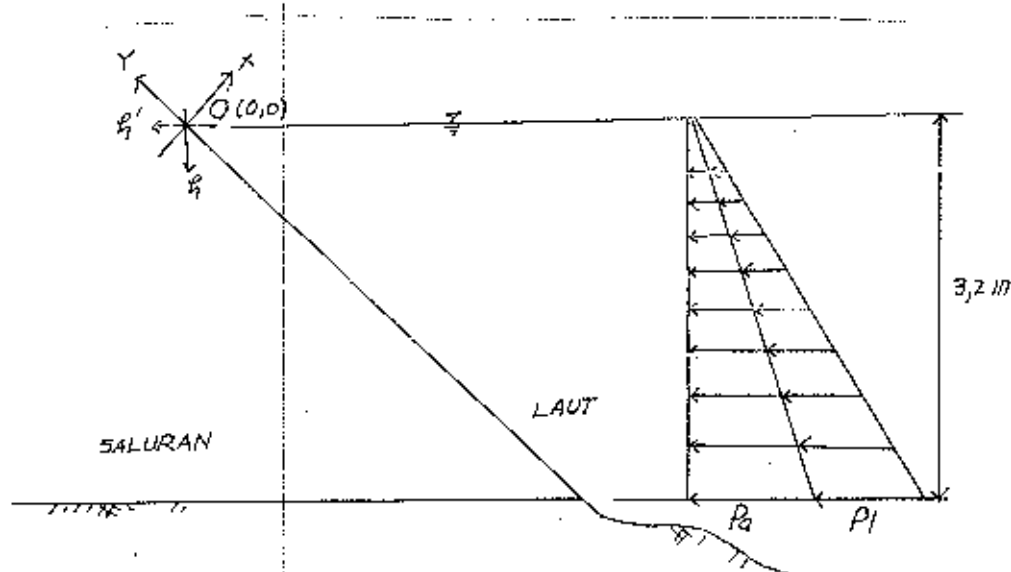
2. Gaya-gaya yang bekerja

Gaya-gaya yang bekerja ditimbulkan oleh :

- air saluran
- air laut

- lumpur saluran, laut
- Berat sendiri

Perencanaan pintu didasarkan pada kondisi ekstrem, yaitu air di saluran kosong sedangkan pasang air laut tertinggi (+3,2 m/ARP).



Gambar 3.7. Kondisi ekstrem pintu

Diambil :

$$\gamma \text{ air laut} = 1,025 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma \text{ lumpur} = 1,6 \text{ t/m}^3$$

$$\phi \text{ lumpur} = 25^\circ$$

$$\alpha = 45^\circ$$

$$\gamma \text{ kayu} = 1,2 \text{ t/m}^3$$

$$e \text{ kayu} = 0,05 \text{ m}$$

baja profil WF 200 x 200 x 10 x 16 (setiap 1 meter)

$$g = 65,7 \text{ kg/m}$$

$$A = 83,69 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 628 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 218 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 6,530 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2.200 \text{ cm}^4$$

Mutu baja F1 37

$$\sigma = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

- Tekanan air laut (arah x = arah h)

$$P_a = \gamma_a \cdot h$$

$$= 1,025 \cdot 3,2$$

$$= 3,28 \text{ t/m}^2$$

- Tekanan lumpur (arah x = arah h)

$$P_l = \gamma_l \cdot h \cdot \left(\frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right)$$

$$= 1,6 \cdot 3,2 \cdot \left(\frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right)$$

$$= 0,88 \text{ t/m}^2$$

- Berat sendiri arah x

$$q_x = g + 0,05 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2$$

$$= 0,0657 + 0,05 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2$$

$$= 0,1257 \text{ t/m}$$

- Momen maksimum arah x

Jika dianggap perletakan sendi-rol maka menurut tabel

profil Ir. Hadi Santoso ;

$$M_{maks} = \frac{P_l^2}{8V^3} + \frac{q_l^2}{8} \dots \dots \dots (3.8)$$

$$= \frac{(3,28 + 0,88)3,2^3}{8V^3} + \frac{0,1257 \cdot 3,2^2}{8}$$

$$= 8,75 + 0,161$$

$$= 8,91 \text{ tm}$$

$$= 891000 \text{ Kgcm}$$

$$- M_y = 0$$

3 Kontrol tegangan

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \dots\dots\dots(3.10)$$

$$\sigma = \frac{891000}{628} + \frac{0}{218}$$

$$\sigma = 1419 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{OK!}$$

4. Kontrol lendutan

$$\bar{f} = 1/300 \dots\dots\dots(3.11)$$

$$= (3,2/\sin 45^\circ)/300$$

$$= 0,0151 \text{ m} = 1,51 \text{ cm}$$

menurut 'Tabel Profil (indeks rumus) baja Ir. Hadi Santoso dandiktat 'Konstruksi Baja I' Ir. Isdarmanu Msc, Ir. Marwan Ibrahim :

$$\begin{aligned} f_{\text{maks}} &= 0,00625 \frac{pl^5}{EIx} + \frac{5}{385} \frac{al^4}{EIx} \dots\dots\dots(3.12) \\ &= 0,00625 \frac{4160(3,2/\sin 45^\circ)^5}{2 \cdot 10^5 \cdot 8530} + \frac{5}{385} \frac{135,7(3,2/\sin 45^\circ)^4}{2 \cdot 10^5 \cdot 2200} \\ &= 0,00004 + 0,0000016 \\ &= 0,000042 \text{ m} \\ &= 0,0042 \text{ cm} < \bar{f} = 1,51 \text{ cm} \rightarrow \text{Ok!} \end{aligned}$$

Jadi Profil WF 200 x 200 x 10 x 16 dapat dipakai

5. Mekanisme pintu

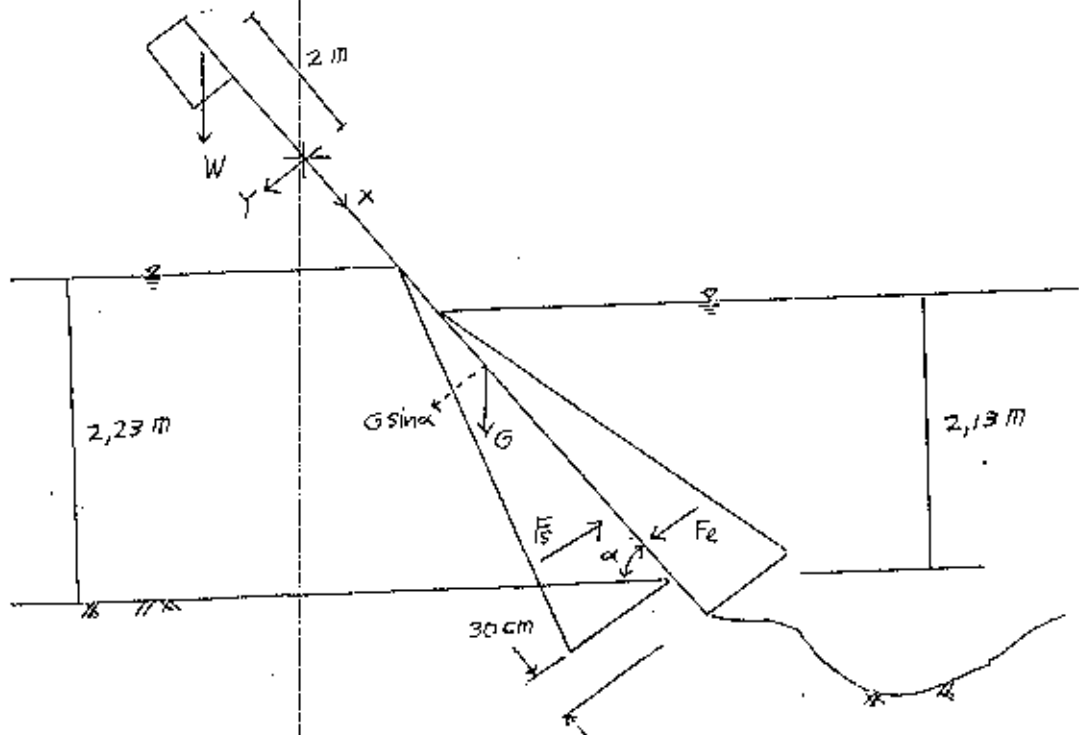
Direncanakan pintu dapat terbuka dengan perbedaan tinggi air saluran dengan air laut 0,1 m.

Ditinjau :

$Y_1 = 2,23 \text{ m}$ (banjir disaluran setelah bersamaan dengan pasang tertinggi rata-rata +2,13 m/ARp)

$Y_2 = 2,13 \text{ m}$ (pasang tertinggi rata-rata)

$B = 2 \text{ m}$ (lebar pintu).....



Gambar 3.8. Mekanisme pintu

$$\sum M_o = 0$$

$$F_s \cdot x_1 + W \cdot x_2 = G \sin \alpha \cdot x_3 + F_l \cdot x_4 \quad \dots \dots \dots (3.13)$$

dimana :

$$\begin{aligned} F_s &= 2y_1^2/2 (\gamma_{as} + \gamma_{lp} ((1-\sin\phi)/(1+\sin\phi))) \\ &= 2 \cdot 2,23^2/2 (1 + 1,6 ((1-\sin 25^\circ)/(1+\sin 25^\circ))) \\ &= 6,338 \text{ t} \end{aligned}$$

$$x_1 = 2/3 \cdot 2,23 + (3,2 - 2,23)/\sin 45^\circ = 2,86 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 F1 &= 2y_2^2/2 (\gamma_{al} + \gamma_{lp} ((1-\sin 45^\circ)/(1+\sin 45^\circ))) \\
 &= 2.2,13^2/2 (1,025+1,6((1-\sin 45^\circ)/(1+\sin 45^\circ))) \\
 &= 5,896 \text{ t}
 \end{aligned}$$

$$x4 = 2/3.y_2 + (3,2-2,13)/\sin 45^\circ = 2,93 \text{ m}$$

$$G = (3.0,0657 + 0,05.1,2.2) \times (3,2/\sin 45^\circ) = 1,435 \text{ t}$$

$$x3 = 3,2 / \sin 45^\circ = 2,26 \text{ m}$$

$$x2 = 2 \text{ m}$$

Maka,

$$6,338 . 2,86 + W . 2 = 1,435 \sin 45^\circ . 2,26 + 5,896 . 2,93$$

$$W = \frac{1,442}{2} = 0,721 \text{ ton}$$

W merupakan berat pembobot (counter weight).

•Kapasitas pintu [15]

$$Q = K . \mu . a . B . \sqrt{2g . Y1} \dots\dots\dots 3.14)$$

dimana :

Q = debit (m^3/dt)

K = faktor (lihat gambar 3.9)

μ = koefiseen debit (lihat gambar 3.10)

a = bukaan pintu (m)

B = lebar pintu (m)

g = percepatan grafitasi ($9,81 \text{ m}/\text{dt}^2$)

Y1 = beda tinggi muka air (m)

Ditinjau kapasitas pintu rata-rata :

$$Y1 = 2,03 \text{ m}$$

$$Y2 = 1,48 \text{ m}$$

$$a = 0,5 \text{ m}$$

maka :

$$Q = 0,7 \cdot 0,625 \cdot 0,5 \cdot 2 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 2,03}$$

$$= 2,88 \text{ m}^3/\text{dt}$$

• Pintu yang dibutuhkan,

$$N = \frac{V_{\text{banjir}}}{V_{\text{pintu}}}$$

$$V_{\text{banjir}} = 374408 \text{ m}^3 \text{ (8,825 jam)}$$

$$V_{\text{pintu}} = 2,88 \cdot 8,825 \cdot 3600$$

$$= 91497,6 \text{ m}^3$$

$$N = \frac{374408}{91497,6} = 4,09$$

dipakai 5 pintu.

3.5. Perencanaan Boezem

Dari perencanaan sebelumnya diketahui bahwa dimensi saluran direncanakan untuk dapat mengantisipasi adanya debit maksimum (Q_5) bersamaan dengan pasang rata-rata air laut (+2,13 m/ARP), ditambah dengan tinggi jagaan 20 % dari tinggi rencana.

Perencanaan tersebut perlu dicek terhadap kondisi ekstrem, yaitu :

-Pasang air laut tertinggi : +3,2 m/ARP

-Debit saluran maksimum (Q_5):

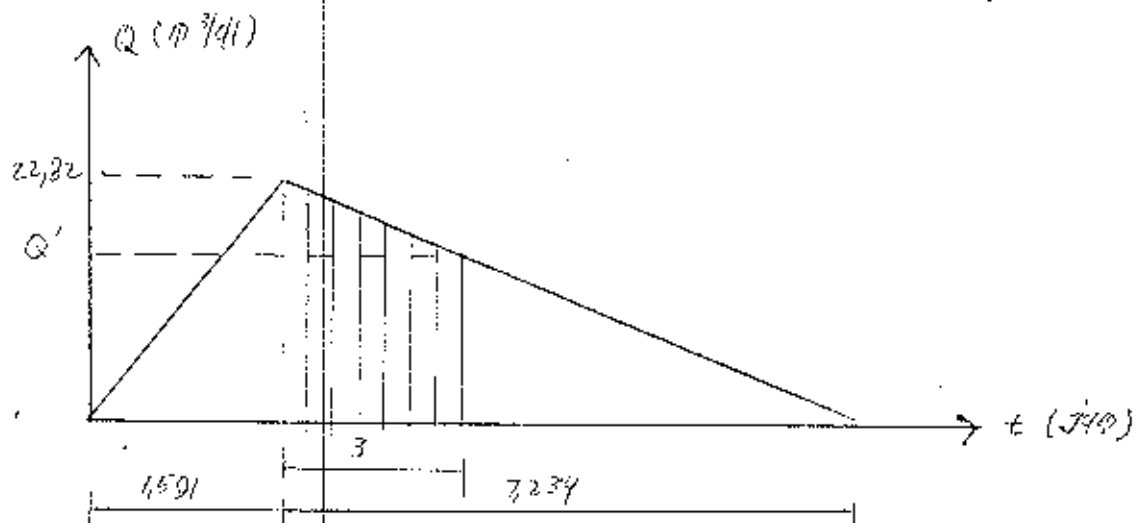
Pasang tertinggi

Pasang tertinggi +3,2 m/ARP terjadi setiap 20 tahun sekali, artinya probabilitas (P) kejadiannya = 1/20 per tahun. Dari

gambar 3.9 dan diasumsikan bahwa pasang yang terjadi di atas +2,3 m/ARP selama 3 jam.

Debit maksimum

Debit maksimum yang terjadi dari waktu ke waktu diperoleh dari perhitungan unit hydrograph Nakayatsu. Jika debit maksimum bersamaan dengan pasang tertinggi, maka akan terjadi penampungan di saluran dalam bentuk air balik.



Gambar 3.10. Volume tampungan di saluran

Besar volume tampungan diambil pendekatan :

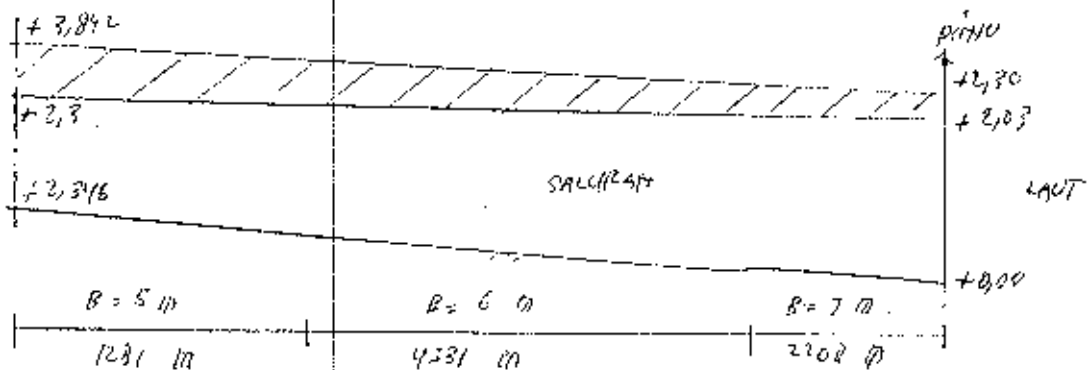
$$Q' = 22,82 \times (7,234 - 4,234) / 7,234 = 13,36 \text{ m}^3/\text{dt.}$$

$$V \text{ tampungan} = (13,26 + 22,82) / 2 \times 3 \times 3600$$

$$= 195352 \text{ m}^3.$$

Kontrol tampungan saluran

Dari rencana saluran dapat diketahui kapasitas tampungan saluran sebagai berikut .



Gambar 3.11. Kapasitas tampungan saluran

$$\begin{aligned}
 \text{Volume tampungan} &= (A_1 + A_2) / 2 \times \text{panjang saluran} \\
 &= 5,371.1281 + 3,318.4331 + 1,494.2208 \\
 &= 74488 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$V \text{ tampungan} = 105352 \text{ m}^3 > V \text{ tampungan saluran} = 74488 \text{ m}^3$$

Dipakai boezem !

Waktu kejadian

Terjadinya kondisi ekstrem merupakan probabilitas yang dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$P(A \cap B) = P(A) \times P(A|B) \dots\dots\dots (3.15)$$

Untuk kejadian yang saling bebas/independen, maka

$$P(A \cap B) = P(A) \times P(B) \dots\dots\dots (3.16)$$

dimana :

$P(A)$ = probabilitas kejadian A / banjir Q5

$P(B)$ = probabilitas kejadian B / pasang tertinggi

$P(A|B)$ = probabilitas bersyarat A terhadap B

$P(A \cap B)$ = probabilitas terjadinya peristiwa A dan B bersama.

Didapatkan,

$$P(A) = 1/5$$

$$P(B) = 1/20$$

$$P(A \cap B) = 1/5 \times 1/20 = 1/100$$

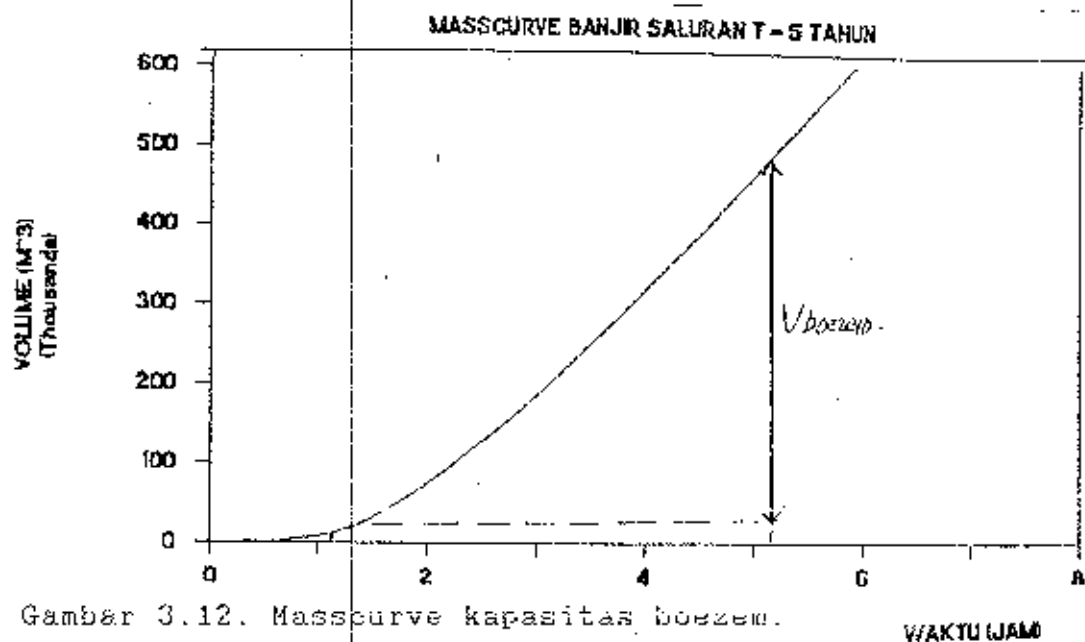
Jadi kondisi ekstrem terjadi dengan probabilitas 0,01 atau terjadi setiap 100 tahun sekali.

Boezem

Kebutuhan terhadap boezem/tampung sementara merupakan pemecahan/antisipasi bila terjadi kondisi ekstrem. Pertimbangan pembangunan boezem perlu ditinjau ulang mengingat periode terjadinya relatif jarang, akan tetapi bahaya yang ditimbulkan relatif besar (kurang lebih 1/3 daerah pengaliran tergenang).

•Kapasitas Boezem

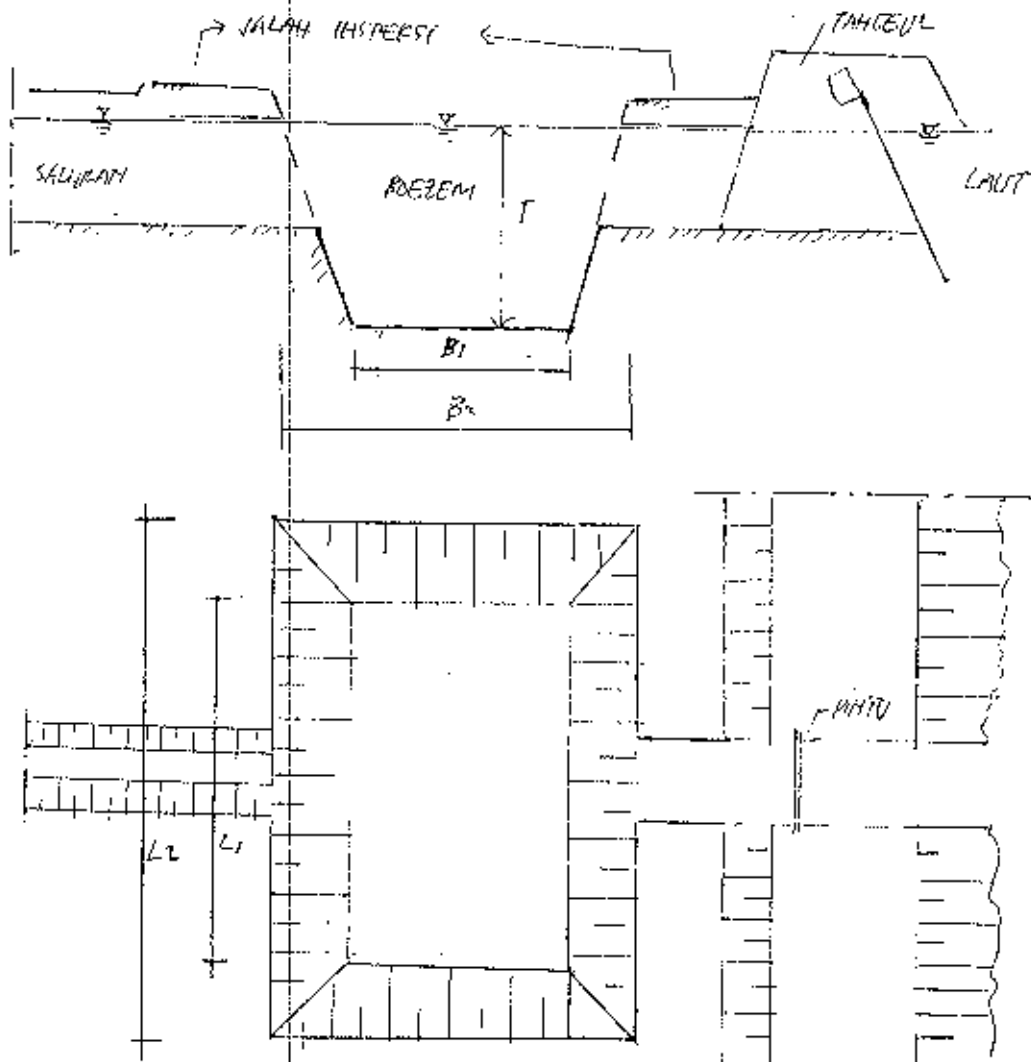
Kapasitas boezem dapat digambarkan sebagai berikut :



$$\begin{aligned}
 \text{Volume boezem (V)} &= V' - (V_s + V_t) \dots\dots\dots(3.17) \\
 &= 260704 - (65352 + 74488) \\
 &= 120864 \text{ m}^3.
 \end{aligned}$$

•Dimensi boezem

Dipilih bentuk berikut :



Gambar 3.13. Dimensi boezem.

dimana :

B1 = lebar dasar boezem

= 149 m

B2 = lebar atas boezem

= 152 m

T = tinggi air boezem

= 3 m

L1 = panjang dasar boezem

= 269 m

L2 = panjang atas boezem

= 272 m

Volume boezem = $T \times (L1.B1 + L2.B2)/2 \dots\dots\dots(3.18)$

= 3 x (269.149 + 272.152)/2

= 122.121 m³

BAB IV

OPERASI DAN PEMELIHARAAN

4.1. Umum

Perencanaan suatu proyek yang baik, membutuhkan perhitungan yang benar dan sekaligus operasi dan pemeliharaan dari proyek tersebut. Operasi dan pemeliharaan proyek dibutuhkan agar fungsi yang dihasilkan dari proyek tersebut dapat berjalan secara optimal.

Operasi dari proyek merupakan suatu kegiatan yang dimaksudkan untuk mengendalikan unsur-unsur dari proyek agar berjalan sebagaimana mestinya. Sedangkan pemeliharaan dari proyek merupakan kegiatan yang dimaksudkan agar komponen-komponen yang ada pada suatu proyek dapat berfungsi sesuai dengan rencana.

Pada pembangunan drainase kota, kegiatan operasi dan pemeliharaan juga merupakan bagian yang penting. Hal ini dimaksudkan agar fungsi pembangunan drainase sebagai sarana untuk mengalirkan air kolam dapat berfungsi sesuai dengan umur rencana proyek.

4.2. Sedimentasi

Pada perencanaan drainase Kali Jeblokan perhitungan terhadap sedimentasi merupakan hal yang penting, sebab konsentrasi air yang dilewatkan cukup besar dan kecepatan aliran cukup lambat, sehingga mempercepat pengendapan

di saluran. Pengendapan yang terjadi di saluran akan menyebabkan saluran tidak berfungsi sebagaimana mestinya. Dilain sisi, mengendapan merupakan masalah yang tidak bisa dihindari, oleh karena itu, agar saluran dapat berfungsi sesuai rencana maka pengendapan yang terjadi di saluran harus ditoleransi sedemikian rupa agar saluran tetap berfungsi. Dalam hal ini perhitungan volume pengendapan diperlukan untuk mengetahui pengukuran endapan dari saluran, yang pada akhirnya akan menjadi bagian dari operasi dan pemeliharaan proyek.

Perhitungan Volume Endapan

Perhitungan volume didasarkan pada data, yaitu buku Drainage Channel Maintenance oleh PT. Indolexco in association with sir. M. MacDonald & Partner Asia January 1990. Berdasarkan pengalaman, didapat bahwa endapan di saluran drainase kota Surabaya adalah :

- Saluran primer 0,15 m/tahun
- Saluran skunder 0,30 m tahun

Maka volume endapan :

$$V \text{ endapan primer} = 0,15 \times A \text{ saluran}$$

dimana :

$$A = \text{luas saluan}$$

$$= B \times L \quad (\text{m}^2)$$

$$B = \text{lebar saluran (m)}$$

$$L = \text{panjang saluran (m)}$$

Jadi,

$$\begin{aligned} V \text{ primer} &= 0,15 \times (5.1281 + 6.3680 + 7.2859) \\ &= 7.274,7 \text{ m}^3/\text{tahun} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V \text{ sekunder} &= 0,3 \times (1,5 \times 1002,5) \\ &= 4511,25 \text{ m}^3/\text{tahun} \end{aligned}$$

Pengendapan di boezem diasumsikan 0,5 m/tahun :

$$\begin{aligned} V \text{ boezem} &= 0,5 \times ((96+104)/2 \times (147+155)/2) \\ &= 7550 \text{ m}^3/\text{tahun} \end{aligned}$$

4.3. Operasi Dan Pemeliharaan

4.3.1. Pengerukan Sedimen

Pengerukan sedimen dapat diklasifikasikan menjadi :

- saluran primer
- saluran sekunder
- boezem.

1) Pengerukan sedimen saluran primer

1. Peralatan

Disepanjang Kali Jeblokkan terdapat jalan asfalt dengan lebar 5 - 8 m, oleh karena itu dapat digunakan alat berat. Alat berat yang digunakan dipilih pull shovel/backhoe sebagai alat pengambilan sedimen dari saluran dan dipakai dumptruck sebagai pengangkat sedimen ke tempat pembuangan akhir.

2. Produksi Alat

► Pull Shovel/Backhoe

$$P = \frac{q \cdot E.3600}{C_m} \dots\dots\dots(4.1)$$

Dimana

P = produksi alat (m^3/jam)

q = volume bucket (m^3)

C_m = cycle time (detik)

maka,

$q = q_1 \cdot k = 0,5 \cdot 1 = 0,5 m^3$

$E = 0,65$

C_m = pengisian + 2 x waktu putar + penumpahan

$= 9 + 2 \times 6 + 9$

$= 30 \text{ detik}$

$$P = \frac{0,5 \cdot 0,65 \cdot 3600}{30} = 39 m^3/jam$$

$= 39 \times 6 m^3/hari$

$= 234 m^3/hari.$

► Dump truck

$$P = \frac{C \times 60 \times E}{C_{mt}} \times M \quad \dots\dots\dots(4.2)$$

dimana :

P = produksi (m^3/jam)

C = kapasitas bak truck (m^3)

E = efisiensi

C_{mt} = cycle time (menit)

M = jumlah truck

maka,

$$n = \frac{4 \text{ m}^3}{0,5 \text{ m}^3} = 8$$

$$C = n \cdot q_1 \cdot k = 8 \cdot 0,5 \cdot 1 = 4$$

$$q_1 = 0,5$$

$$k = 1$$

$$E = 0,65 \text{ (sedang)}$$

Produksi dan alat muat (Backhoe)

$$= 39 \text{ m}^3/\text{jam} \times t \text{ jam (m}^3/\text{hari)}$$

$$= 39 \text{ m}^3/\text{jam} \times 6 \text{ jam}$$

$$= 234 \text{ m}^3/\text{hari}$$

Dianggap bahwa Backhoe bekerja terus menerus (continue)

Cmf = waktu muat + 2 x waktu jalan + waktu penumpahan

$$= 8 \times 0,5 + 2 \times 15 + 6$$

$$= 40 \text{ menit}$$

$$\text{Produksi 1 truck} = P = \frac{4 \times 60 \times 0,65}{40} = 3,9 \text{ m}^3/\text{jam}$$

$$\text{Kemampuan truck} = \frac{8 \times 60}{40} = 12 \text{ kali/truck}$$

$$\text{Kapasitas} = 12 \times 4 \text{ m}^3 = 48 \text{ m}^3/\text{truck}$$

$$\text{Jumlah truck} = \frac{234}{48} = 4,875 \approx 5 \text{ truck}$$

$$\text{cadangan} \quad \quad \quad \frac{1 \text{ truck}}{M = 6 \text{ truck}}$$

3. Waktu pengerukan

Pengerukan dilakukan untuk mengusahakan agar aliran tetap berfungsi sebagai mana mestinya. Dengan kecepatan pengendapan 0,15 m/tahun dan saluran tidak

efisien jika endapan mencapai lebih dari 30 cm = 0.3 m, maka pengerukan dilakukan setiap 2 tahun sekali.

►Lama pengerukan.

$$\begin{aligned}
 &= \frac{\text{Volume endapan}}{P \text{ backhoe}} \\
 &= \frac{7.274,7 \text{ m}^3/\text{tahun} \times 2 \text{ tahun}}{234 \text{ m}^3/\text{hari}} \\
 &= 62,2 \text{ hari} \approx 63 \text{ hari}
 \end{aligned}$$

2D. Pengerukan sedimen saluran sekunder

1. Peralatan

Beberapa saluran sekunder mempunyai jalan inspeksi, akan tetapi jalan tersebut tidak bisa dimasuki alat berat. Oleh karena itu pengerukan sedimen dari saluran digunakan tenaga manusia. Jalan inspeksi merupakan tempat penimbunan sementara sehingga sedimen diangkat dengan truck ke tempat pembuangan akhir.

2. Produksi

Asumsi :

Untuk 1 m³ sedimen dibutuhkan :

- 0,25 orang (pekerja) / hari

- 0,025 orang (mandor) / hari

$$P = \frac{1}{0,25} \text{ m}^3/\text{hari} = 4 \text{ m}^3/\text{hari}$$

Jika dipakai tenaga 30 pekerja dan 3 mandor per hari,

$$P = 30 \cdot 4 = 120 \text{ m}^3/\text{hari}$$

►Truck

Kapasitas truck = 4 m^3

Jika 1 truck bisa mengangkut 6 kali/hari, maka :

$$\text{Jumlah truck} = \frac{120}{4.6} = 5 \text{ truck}$$

3). Waktu pengerukan

Volume endapan = $4511,25 \text{ m}^3/\text{tahun}$

Pengerukan sedimen dilakukan setiap 1 tahun sekali, dimana tinggi endapan sudah mencapai 0,3 m.

$$\text{Waktu pengerukan} = \frac{4511,25 \text{ m}^3}{120 \text{ m}^3/\text{hari}} = 37,6 \text{ hari}$$

Pengerukan sedimen dilaksanakan pada musim kemarau.

3) Pengerukan Sedimen Boezem1. Peralatan

Dipakai Amphibi Dredger untuk pengerukan sedimen dari boezem, sedangkan untuk pembuangan sedimen ke tempat pembuangan akhir dipakai Dump truck.

2. Produksi Alat

►Amphibi Dredger

$$P = q \times 360 \times E / C_m \dots\dots\dots(4.3)$$

dimana :

P = produksi alat (m^3/jam)

q = volume bucket (m^3)

C_m = cycle time (detik)

E = efisiensi

Diambil,

$$q = q_1 \cdot k = 0,5 \cdot 1 = 0,5 \text{ m}^3$$

$$E = 0,65$$

$$\begin{aligned} C_m &= \text{pengisian} + 2 \times \text{waktu putar} + \text{penumpahan} \\ &= 30 + 2 \times 6 + 9 \\ &= 51 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= \frac{0,5 \cdot 0,65 \cdot 3600}{51} = 22,94 \text{ m}^3/\text{jam} \\ &= 22,94 \times 6 \text{ m}^3/\text{hari} \\ &= 137,65 \text{ m}^3/\text{hari}. \end{aligned}$$

► Dump truck

$$P = \frac{C \times 60 \times E}{C_{mt}} \times M \dots\dots\dots(4.4)$$

dimana :

$$P = \text{produksi (m}^3/\text{jam)}$$

$$C = \text{kapasitas bak truck (m}^3\text{)}$$

$$E = \text{efisiensi}$$

$$C_{mt} = \text{cycle time (menit)}$$

$$M = \text{jumlah truck}$$

maka,

$$n = \frac{4 \text{ m}^3}{0,5 \text{ m}^3} = 8$$

$$q_1 = 0,5$$

$$k = 1$$

$$E = 0,65 \text{ (sedang)}$$

$$C = n \cdot q_1 \cdot k = 8 \cdot 0,5 \cdot 1 = 4$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cmt} &= \text{waktu muat} + 2 \times \text{waktu jalan} + \text{waktu penumpahan} \\
 &= 8 \times 51/60 + 2 \times 30 + 6 \\
 &= 72,8 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\text{Produksi 1 truck} = P = \frac{4 \times 60 \times 0,65}{72,8} = 6,6 \text{ m}^3/\text{jam}$$

$$\text{Kemampuan truck} = \frac{8 \times 60}{72,8} = 6,6 \text{ kali/truck/hari}$$

$$\text{Kapasitas} = 6,6 \times 4 \text{ m}^3 = 26,4 \text{ m}^3/\text{truck/hari}$$

$$\text{Jumlah truck} = \frac{137,65}{26,4} = 5,2 \approx 6 \text{ truck}$$

3. Waktu pengerukan

Pengerukan dilaksanakan pada saat pengendapan mencapai 1 m atau setiap 2 tahun sekali.

►Lama pengerukan

$$= \text{Volume endapan} / P \text{ dredger}$$

$$= 7550 \times 2 / 137,65 \text{ hari}$$

$$= 54,85 \text{ hari}$$

$$= 55 \text{ hari.}$$

4.3.2. Perbaikan Saluran

Perbaikan saluran meliputi perbaikan saluran primer dan sekunder. Perbaikan yang dimaksudkan adalah perbaikan dari konstruksi saluran, yaitu terhadap kerusakan - kerusakan tanggul, plongsengan dan pembersihan saluran dari tanaman air.

Perbaikan saluran dilakukan setiap 1 tahun sekali. Pertimbangan ini dimaksudkan terhadap kekuatan konstruksi saluran dan sekaligus disesuaikan dengan anggaran tahunan

daerah, sedangkan pembersihan dilakukan setiap 3 bulan sekali.

4.3.3. Perbaikan Pintu Otomatis

Perbaikan pintu otomatis meliputi :

- Perbaikan konstruksi pintu.
- Servise, yaitu kontrol terhadap sambungan-sambungan, korosi, pembersihan terhadap kotoran.

Perbaikan dilakukan setiap tahun, sedangkan servise setiap 3 bulan sekali.

4.3.4. Perbaikan Boezem

Perbaikan yang perlu dilakukan adalah perbaikan terhadap konstruksi boezem, yaitu plengsengan dan tanggul.

BAB V

ANALISA EKONOMI

5.1. Umum

Analisa ekonomi diperlukan untuk mengetahui biaya yang diperlukan pembangunan proyek dan keuntungan yang diperoleh, sehingga akhirnya diketahui keuntungan maupun kerugian proyek. Metode yang dipergunakan dalam analisa ini antara lain adalah [16] [17] :

1. Benefit Cost Ratio (BCR)

2. Internal Rate of Return (IRR)

3. Net Present Worth (NPW) .

Faktor-faktor yang diperlukan untuk analisa ini antara lain adalah :

- Biaya proyek

- Kerugian akibat gangguan

- Perkiraan umur bangunan.

Dalam studi ini dipakai beberapa asumsi dalam menyelesaikan analisa ekonomi, antara lain :

1. Umur bangunan diperkirakan mencapai 5 tahun.

2. Biaya tak terduga diperkirakan sebesar 10% dari biaya

awal proyek.

3. Perhitungan BCR, IRR dan NPW didasarkan pada nilai

rupiah.

4. Harga satuan dari bangunan dipakai standart harga saat

ini.

5. Besarnya kerugian akibat gangguan didasarkan pada

potensi daerah yang bersangkutan.

6. Besarnya bunga investasi adalah 30% per tahun.

5.2 Perhitungan Rencana Anggaran Biaya

Secara garis besar biaya yang diperlukan meliputi :

- Biaya pembangunan konstruksi
- Biaya pembebasan tanah
- Biaya operasi dan pemeliharaan

5.2.1, Biaya pembuatan konstruksi

a. Pekerjaan Tanah

- galian tanah dan lumpur	= $65896 \text{ m}^3 \times \text{Rp } 500/\text{m}^3$	= Rp 98844000
- timbunan tanah padat	= $5461 \text{ m}^3 \times \text{Rp } 2500/\text{m}^3$	= Rp 10422000
- urugan pasir	= $2211 \text{ m}^3 \times \text{Rp } 7000/\text{m}^3$	= Rp 15476300
Total		<u>Rp 125.242.300</u>

b. Pekerjaan pasangan

- Pasangan batu kali (1:4)	= $44029 \text{ m}^3 \times \text{Rp } 45000$	= Rp 198130898
Plesteran (1:3)	= $1135 \text{ m}^3 \times \text{Rp } 4500$	= Rp 51075000
Total		<u>Rp 249.205.898</u>

c. Pekerjaan pintu otomatis

- Baja	= $19,42 \text{ m}^3 \times \text{Rp } 120000000$	= Rp 23114198
- Kayu	= $2,263 \text{ m}^3 \times \text{Rp } 800000$	= Rp 1810000
- Pondasi	= $170 \text{ m}^3 \times \text{Rp } 45000$	= Rp 4234646
Total		<u>Rp 32574198</u>

d. Pekerjaan beczem

- Galian tanah	= $120864 \text{ m}^3 \times \text{Rp } 1250/\text{m}^3$	= Rp 151080000
- Pondasi	= $9000 \text{ m}^3 \times \text{Rp } 45000/\text{m}^3$	= Rp 405000000
- Urugan pasir	= $1000 \text{ m}^3 \times \text{Rp } 7000/\text{m}^3$	= Rp 7000000
Total		<u>Rp 563080000</u>

► Pengerukan sedimen boezem

Biaya Amphibi Dredger diasumsikan sama dengan Backhoe

= Rp 49100 / jam

= $6 \times 55/2 \times 49100$ Rp/tahun

= Rp 8101500 / tahun

Dump truck 6 unit = $5 \times 55/2 \times 13966$ Rp/tahun

= Rp 2304390 / tahun

Biaya total = Rp 8101500 /tahun + Rp 2304390 /tahun

= Rp 10405890 /tahun.

► Perbaikan saluran, pintu dan pembersihan

Diambil 1 % dari biaya awal proyek,

= $1 \% \times \text{Rp } 3954739987$

= Rp 39547399 /tahun.

5.3. Perhitungan Kerugian Akibat Genangan

Perhitungan akibat genangan didasarkan terhadap :

1. Luas genangan jika drainase tidak dibangun adalah 20 % dari luas daerah layanan drainase.
2. Kerugian terhadap daerah pemukiman, industri dan perdagangan dihitung berdasarkan taksiran rata-rata bangunan beserta perabotnya dengan nilai kerugian sebesar 5 % dari taksiran.
3. Nilai kerugian lainnya berupa terhambatnya kegiatan ekonomi, kemacetan lalu-lintas dan lain-lain tidak diperhitungkan.

Berdasarkan asumsi-asumsi dan data yang ada, maka

perhitungan kerugian akibat genangan terlihat pada tabel 5.1.

5.4. Analisa Keuntungan dan Kerugian Proyek

Dari perhitungan sub-bab 5.2 dan 5.3 diketahui :

1. Biaya awal

- Pekerjaan tanah	= Rp 124252300
- Pekerjaan pasangan	= Rp 249205898
- Pekerjaan pintu otomatis }	= Rp 42346710
- Pembebasan tanah	= Rp 2904637800
- Pekerjaan boezem	= Rp 563680000
- Tak terduga	= Rp 395473999
Total	= Rp 4350213897

2. Biaya operasi dan pemeliharaan per tahun

- Saluran primer	= Rp 25117344
- Saluran sekunder	= Rp 18505370
- Boezem	= Rp 10405890
- Perbaikan dan pembersihan	= Rp 43502139
Total	= Rp 86042927

3. Kerugian akibat genangan per tahun

- 5 % harga bangunan dan perabot yang terkena genangan	= Rp 4334250000
--	-----------------

5.4.1. Metode Benefit Cost Ratio (BCR)

Perumusan dari metode BCR adalah :

$$BCR = AP/Ak = \text{Annual benefit/Annual cost} \dots\dots\dots(5.1)$$

dimana :

BCR = benefit cost ratio

Ak = keuntungan tiap tahun

Ap = pembayaran tiap tahun

Dari perumusan bunga-berbunga diketahui :

$$Ap = fpw \cdot P = \left[\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right] \times AP_0 + A_{o-p} \dots\dots\dots(5.2)$$

untuk,

P = Rp 3741575759 (modal awal proyek)

A_{o-p} = Rp 75637037 (operasi dan pemeliharaan)

i = 30 % pertahun (bunga investasi)

n = 5 tahun (umur rencana)

$$\begin{aligned} Ap &= \left[\frac{0,3(1+0,3)^5}{(1+0,3)^5 - 1} \right] \times \text{Rp } 4350213997 + \text{Rp } 86042927 \\ &= \text{Rp } 1872160524 \end{aligned}$$

Ak = Rp 4334250000 (kerugian akibat genangan)

maka,

$$BCR = \frac{Ak}{Ap} = \frac{\text{Rp } 4334250000}{\text{Rp } 1872160524} = 2,32 > 1$$

Jadi proyek menguntungkan.

5.4.2. Metode Internal Rate of Return (IRR)

Internal rate of return (IRR) adalah suatu cara mencari bunga/laju pengembalian (i) yang menjadikan Net Present Value (NPV) = 0. Dalam hal ini laju pengembalian dapat dicari sebagai berikut :

$$NPV = P_a + fpw \cdot (A_p - A_k) = 0 \dots\dots\dots(5.3)$$

dimana :

NPV = net present value

P_a = biaya awal proyek

A_p = pembayaran tahunan

A_k = keuntungan tahunan

$$fpw = ((1+i)^n - 1) / (i(1+i)^n)$$

Untuk $n = 5$ tahun,

$$\left[\frac{(1+i)^5 - 1}{i(1+i)^5} \right] \times (4334250000 - 86042927) - 4350213997 = 0$$

Dengan cara coba-coba diperoleh,

$$i = 0,945$$

$$i = 94,5 \%$$

$$IRR = 94,5 \% > i = 30 \%,$$

Jadi proyek menguntungkan.

5.4.3. Metode Net Present Worth (NPW)

Net present worth (NPW) merupakan metode yang menghitung seluruh pembayaran dan keuntungan proyek menjadi nilai sekarang (present). Pembayaran bernilai negatif, sedangkan keuntungan bernilai positif, Oleh

karena itu jika NPV positif berarti proyek menguntungkan demikian juga sebaliknya.

Data yang diketahui :

•Pembayaran :- $P_a = \text{Rp } 4350213997$ awal tahun

- $A_p = \text{Rp } 86042927$ /tahun

•Keuntungan : - $A_k = \text{Rp } 4334250000$ /tahun

untuk, $i = 30 \% \text{ per tahun}$

$n = 5$ tahun

$NPV = -P_a + fpw (A_k - A_p) \dots\dots\dots(5.4)$

$$= -4350213997 + \left[\frac{(1+0,3)^5 - 1}{0,3(1+0,3)^5} \right] \times (4334250000 - 86042927)$$

$= \text{Rp } 5996590653$ (positif)

Jadi proyek menguntungkan.

BAB VI

ANALISA DAMPAK LINGKUNGAN.

6.1. Umum.

Analisa dampak lingkungan (ANDAL) merupakan suatu kegiatan yang ditujukan menganalisa dampak positif maupun negatif pada suatu proyek. Analisa tersebut dilakukan dalam 3 kondisi, yaitu prakonstruksi, konstruksi dan pasca konstruksi. Kegiatan ANDAL pada akhirnya akan turut menentukan layak atau tidaknya proyek dibangun.

Pedoman penyusunan Analisa Dampak Lingkungan (ANDAL) antara lain perlu mempunyai kriteria sebagai berikut [18]:

1. Langsung mengemukakan masukan penting yang bermanfaat bagi pengambilan keputusan, perencanaan dan pengelolaan rencana kegiatan.
2. Mudah dipahami isinya oleh semua pihak termasuk masyarakat dan mudah disarikan isinya bagi pemuatan dalam media massa bila dipandang perlu.
3. Memuat uraian singkat tentang :
 - a. Rencana kegiatan dengan berbagai kemungkinan dampak pentingnya, serta berbagai upaya yang akan dilakukan oleh pemrakarsa dan pihak lain yang berkepentingan untuk menangani dampak penting tersebut, baik pada tahap prakonstruksi, konstruksi maupun pasca-konstruksi (operasi dan pemeliharaan).

konstruksi (operasi dan pemeliharaan).

- b. Rencana upaya pengelolaan dan pemantauan lingkungan yang akan dilakukan oleh pemrakarsa dan pihak lain yang berkepentingan dalam rangka penanganan dampak penting yang mungkin timbul pada tahap prakonstruksi, konstruksi maupun pasca konstruksi.
- c. Keterangan mengenai kemungkinan adanya kesenjangan data informasi serta berbagai kekurangan dan keterbatasan, yang dihadapi selama menyusun ANDAL.
- d. Hal lain yang dipandang sangat perlu untuk melengkapi laporan.

Penulisan ANDAL pada studi perencanaan Drainage wilayah Kali Jeblokan merupakan suatu arahan yang diharapkan akan mampu memberikan masukan bagi pembuatan Rencana Pengelolaan Lingkungan (RKL) dan Rencana Pemantauan Lingkungan (RPL). Keterbatasan dari penulisan ini adalah minimnya data yang diperlukan dalam rangka membuat analisa yang lebih terinci, dikarenakan untuk keperluan tersebut diperlukan dana yang relatif besar.

6.2. Rencana Kegiatan Proyek.

Kegiatan yang dilaksanakan adalah konversi saluran irigasi menjadi saluran drainage, yang meliputi kegiatan pada prakonstruksi, konstruksi dan pascakonstruksi.

Tujuan kegiatan ini adalah memperbaiki sistim pembuangan air hujan, buangan rumah tangga dan buangan industri.

Rencana kegiatan yang diperkirakan ada pada masa prakonstruksi, konstruksi dan pascakonstruksi dapat dilihat pada tabel 6.1.

6.3. Perkiraan Dampak Penting.

Secara umum dampak kegiatan proyek pada lingkungan akan diperkirakan timbul pada saat prakonstruksi, konstruksi dan pascakonstruksi (operasional).

Pada umumnya dampak aspek sosial sudah muncul pada saat kegiatan perencanaan proyek, yakni sebelum kegiatan fisik dimulai atau pada tahap prakonstruksi. Sedangkan dampak fisik kimia dan biotis akan terjadi pada fase dimulai dan berakhirnya kegiatan pembangunan fisik atau fase konstruksi dan operasional. Berdasarkan fase kegiatan, dampak lingkungan dapat dibagi menjadi fase prakonstruksi (untuk aspek sosial), konstruksi dan


operasional. Sedangkan berdasarkan sifatnya, dapat dibedakan menjadi dampak positif dan negatif. Dampak positif ialah bersifat menaikkan kualitas lingkungan sebaliknya dampak negatif bersifat menurunkan kualitas lingkungan. Pada umumnya dampak pada fase operasional sulit ditentukan waktunya, karena dampaknya dapat berantai dan kompleks. Analisa dampak dilakukan dengan menggunakan tabel matrik dan diagram alir.

Diagram alir [19]

Diagram alir dapat mengungkapkan adanya dampak primer (orde 1), sekunder (orde 2) dan seterusnya. Diagram belum mengungkapkan besar maupun pentingnya dampak.

Pada perkiraan dampak proyek drainage Kali Jeblokan ini, hanya diungkapkan dampak primer (orde 1). Bagan diagram alir dapat dilihat pada gambar 6.1.

Matrik Leopold [20]

Dalam matrik ini diterangkan hubungan adanya dampak langsung antara komponen pekerjaan pembangunan setiap tahap dengan komponen lingkungan. Di dalam kolom - kolom matrik dapat diungkapkan besarnya dampak dan pentingnya dampak. Di dalam sel matrik leopold ditunjukkan interaksi yang diberi garis miring diagonal dari kanan atas ke kiri bawah (). Tanda ini mempunyai arti bahwa bagian atas merupakan besarnya dampak dan di bagian bawah merupakan

pentingnya dampak. Analisa dengan matrik Leopold dapat dilihat pada tabel 6.1.

6.4. Evaluasi Dampak

Dalam menduga dan intepretasi dampak kegiatan pembangunan terhadap lingkungan dipergunakan kriteria sebagai berikut :

► Besarnya dampak

Besarnya dampak dapat diperhitungkan sebagai berikut :

Tabel 6.3. Kriteria besarnya dampak

No.	Kualitas lingkungan	Skala
1.	Sangat buruk	1
2.	Buruk	2
3.	Sedang	3
4.	Baik	4
5.	Sangat baik	5
6.	Netral	0

►Pentingnya dampak

Evaluasi terhadap pentingnya dampak berdasarkan Kopmen KLH no. 40/MENKLH/6/1987, yaitu

- jumlah manusia yang terkena dampak.
- luas wilayah penyebaran dampak.
- lamanya dampak yang berlangsung.

- intensitas dampak.
- komponen lain yang terkena dampak.
- sifat kumulatif dampak dan
- berbalik atau tidak berbalik dampak

Dari kriteria tersebut diadakan pembobotan seperti tabel berikut :

Tabel 6.4.

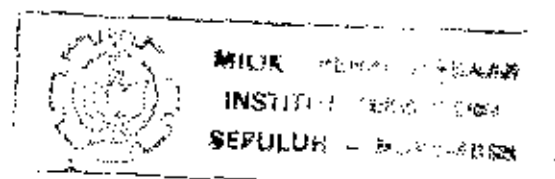
Kriteria pentingnya dampak.

No.	Kepentingan Dampak	Skala
1.	Kurang	1
2.	Cukup penting	2
3.	Penting	3
4.	Lebih penting	4
5.	Sangat penting	5
6.	Netral	0

BAB VII KESIMPULAN DAN SARAN

Dari pembahasan yang telah dilakukan dapat ditarik kesimpulan dan sekaligus merupakan saran dalam merencanakan drainase wilayah Kali Jeblok anatar lain :

1. Saluran drainase Kali Jeblok merupakan konversi dari saluran irigasi, oleh karena itu dalam merencanakan pembagian sub-daerah drainase perlu diperhatikan kondisi saluran yang sebenarnya di lapangan agar saluran sekunder dan tersier yang ada dapat tetap berfungsi.
2. Perencanaan penampang melintang diusahakan agar tidak terlalu lebar agar pembebasan tanah yang dilakukan tidak terlalu banyak, karena harga tanah relatif mahal disamping itu pengrusakan merupakan sumber keresahan bagi masyarakat.
3. Perencanaan penampang memanjang saluran harus diperhitungkan terhadap kondisi pasang surut air laut, yaitu adanya pengaruh air balik (back water).
4. Dalam merencanakan muara saluran ke laut, meskipun secara teknis pintu bisa tidak dibangun, sebaiknya tetap memakai pintu sebab :
 - Pintu otomatis dapat mencegah intrusi air laut ke daratan.
 - Pintu otomatis dapat mengantisipasi terhadap pasang air laut di atas +2,3 m/ARF (pasang tertinggi menyebabkan genangan sepertiga daerah pematasan sedalam 0-70 cm). Dalam hal ini biaya pembuatan pintu



menyebabkan genangan sepertiga daerah pematusan sedalam 0-70 cm). Dalam hal ini biaya pembuatan pintu dianggap lebih murah jika dibanding dengan kerugian yang timbul bila pintu tidak ada, meskipun hal ini jarang terjadi.

5. Operasi dan pemeliharaan pada wilayah drainase Kali Jeblokan merupakan bagian yang penting, terutama pengerukan sedimen dan pembersihan saluran dari tanaman air. Hal ini disebabkan perencanaan menghasilkan kecepatan aliran yang relatif lambat.
6. Dari analisa ekonomi dapat ditunjukkan bahwa pembangunan proyek drainase Kali Jeblokan cukup menguntungkan.
7. Analisa dampak lingkungan juga merupakan bagian yang penting dalam merencanakan drainase. Dalam hal ini dampak proyek terhadap lingkungan menunjukkan hal yang positif, jadi proyek cukup layak untuk dibangun.

DAFTAR PUSTAKA

1. Sectro Programmal Report-Drainage
PT. INDULEXCO
In Association with
PT. Astron Polaris
SIR M. MacDonald & Partners Asia, March 1989.
2. Ibid.
3. Ibid.
4. Ibid..
5. Proyek Pengembangan Prasarana Kota Terpadu (P3KT)
Kotamadya Surabaya.
6. Diktat Hidrologi
Ir. M. Sholeh, ITS
7. Ibid.
8. Diktat Hidrologi I
Ir. Sri Murni, UI 1976.
9. Hidrologi Untuk Pengairan
Kensaku Takeda
Editor
Ir. Suyono Sosrodarsana
Pardnya Paramita, Jakarta 1985.
10. Surface Field Drainage System
S. Radsman (1970-1973)
F.E. Schulze (1962-1960)

Land and Water Improvement Engineering
International Institut for Land
Reclamation and Improvemnt, Wageningen.

11. Handbook of Applied Hydrology
A Copendium of Water-resources Technology
Ven Te Chow PhD, Editor in Chief
Mc.Graw Hill Book Company, 1964.
12. Cara Menghitung Design Flood
DPU, Yayasan Badan Penerbit PU, Jakarta 1988.
13. Hidrolika Saluran Terbuka
Ven Te Chow
Suyatman, VFX Kristanto Sugiharto, EV Nensi Rosalina
Erlangga, Februari 1984.
14. Ibid.
15. Standart Perencanaan Irigasi
Kriteria Perencanaan, Bagian
Bangunan Utama, KP-02
Desember, 1986.
16. Rekayasa Pengembangan Sumber Daya Air
Ir. Nadjadji Anwar Msc., ITS 1986.
17. Engineering Economy
E. Paul DeGarmo
William G. Sullivan
John R. Canada
MacMillan Publishing Company, 1984.

18. Jawa Timur

Menangkal Air Limbah

Biro SKLH dan Biro Humas Tingkat I Jawa Timur

Surabaya, Juni 1988.

19. Analisis Dampak Lingkungan

Otto Sumarwotto, UGM 1990.

20. Ibid.

Tabel 2.1.

Data klimatologi di stasiun Tanjung Perak

Bulan	Suhu udara (rata-rata)	Kelembaban relatif	Hujan (rata-rata bulanan)	Hari hujan (rata-rata bulanan)	Evaporasi (rata-rata bulanan)	Pasang-surut (rata-rata bulanan)
	(°C)	(%)	(mm/bulan)	(hari)	(mm/bulan)	(m, SHVP)
Januari	26.4	81	265.8	22	68	+0.18
Februari	26.9	81	118.0	18	62	+0.04
Maret	26.9	82	214.7	20	62	-0.10
April	27.4	77	151.0	14	60	+0.11
Mei	27.2	78	103.0	13	74	+0.25
Juni	26.6	75	40.8	6	81	+0.32
Juli	25.8	73	17.0	4	95	+0.27
Agustus	27.1	71	5.6	1	118	+0.12
September	27.8	71	19.6	3	129	-0.07
Oktober	28.1	66	41.0	7	136	-0.03
November	28.0	73	129.4	13	99	+0.28
Desember	27.3	75	203.8	18	74	+0.29
Rata-rata	27.1	75	118.0	12	88	+0.14
Tahun	1972-1976	1972-1976	1963-1977	1963-1977	1927-1928	1965-1977

Tabel 2.2.

Hujan harian maksimum stasiun Kedungcowek

W A K T U	S T A S I U N			H U J A N
	Kedung : Larangan : Gubeng			RATA-RATA
	Cowek			
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
12 Desember 1976	30	0	0	10.00
7 Desember 1977	65	38	53	52.00
26 Januari 1978	134	110	125	123.00
14 April 1979	103	102	24	76.33
12 Januari 1980	68	13	48	43.00
23 Januari 1981	80	68	58	67.67
3 Februari 1982	157	26	29	70.67
5 Februari 1983	90	39	0	43.00
18 Januari 1984	78	83	0	53.67
3 Februari 1985	120	90	57	89.00
25 Maret 1986	107	110	109	108.67
4 Maret 1987	87	45	24	52.00
23 Oktober 1988	87	0	0	29.00
23 November 1989	87	38	15	46.67
7 Januari 1990	84	35	0	39.67

Tabel 2.3.

Hujan harian maksimum stasiun Subang

W A K T U	S T A S I U N			HUJAN
				RATA-RATA
	Subang	Kedung Coweik	Larangan	
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
9 Maret 1976	76	20	40	45.33
31 Januari 1977	94	43	74	70.33
26 Januari 1978	125	134	110	123.00
18 April 1979	145	101	55	100.33
20 Januari 1980	138	58	56	84.00
10 Maret 1981	182	120	15	105.67
7 Maret 1982	199	30	15	81.33
11 Januari 1983	121	15	35	57.00
18 Januari 1984	101	78	70	83.00
20 Januari 1985	102	80	24	88.67
25 Maret 1986	109	107	110	108.67
20 Maret 1987	88	11	18	39.00
4 Januari 1988	75	46	74	65.00
8 Desember 1989	67	29	28	41.33
25 Desember 1990	60	24	36	40.00

Tabel 2.4.

Hujan harian maksimum stasiun Larangan

W A K T U	S T A S I U N			HUJAN
				RATA-RATA
	Larangan	Kedung Coweik	Subang	
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
9 Maret 1976	76	20	86	60.67
31 Januari 1977	94	43	74	70.33
26 Januari 1978	125	134	110	123.00
18 Maret 1979	145	101	55	100.33
20 Januari 1980	138	58	56	84.00
10 Januari 1981	126	87	92	101.67
10 Maret 1982	182	19	15	72.00
7 Maret 1983	199	17	15	77.00
11 Januari 1984	121	11	35	55.67
18 Januari 1985	101	80	78	86.33
25 Maret 1986	109	107	110	108.67
20 April 1987	88	11	18	39.00
4 Januari 1988	75	46	74	65.00
8 Desember 1989	67	29	28	41.33
25 Desember 1990	60	24	36	40.00

Tabel 2.8.
Curah hujan harian rencana

Periode Ulang T (tahun)	Curah hujan R (mm)
2	75.57 ✓
5	102.20
10	119.90
15	129.84
20	136.80
25	142.16
30	146.52
35	150.20
40	153.38
45	156.18
50	159.68

Tabel 2.9.c

Perhitungan
Periode Ular

1	2	3	4	5	6	7	8	9
No	t		Ia	a	Ib	b	Ic	c
1	5	117,8	186.230	(11.260)	193.454	15.964	190.359	12.849
2	10	141,9	144.219	2.229	199.957	16.039	140.168	(1.802)
3	20	108,0	114.022	5.522	101.255	17.245	102.132	(6.368)
4	30	93,1	94.282	4.002	83.786	16.493	84.525	(5.755)
5	40	70,7	60.368	7.138	73.254	0.024	73.799	0.569
6	60	62,9	62.052	(0.738)	60.610	12.173	60.847	(1.943)
7	80	53,8	50.536	(1.774)	52.997	0.617	53.005	0.695
8	120	53,6	36.855	(2.975)	43.855	4.025	43.562	3.752
		$\Sigma (I \alpha)$	35.638		39.642		33.733	
		$\Sigma (I \alpha^2)$	4.455		4.830		4.217	

Tabel 2.9.d

Perhitungan
Periode Ular

1	2	3	4	5	6	7	8	9
No	t		Ia	a	Ib	b	Ic	c
1	5	106,7	173.547	(10.388)	202.148	17.718	199.423	13.993
2	10	146,9	151.664	1.904	147.571	12.379	148.145	(1.635)
3	20	116,7	121.158	5.198	107.729	19.231	107.062	(6.896)
4	30	93,2	100.860	9.790	85.617	17.459	90.702	(6.366)
5	40	71,1	86.587	7.497	76.644	0.246	79.429	0.539
6	60	66,5	67.124	(0.876)	65.421	12.579	65.725	(2.275)
7	80	56,5	54.985	(1.755)	57.411	0.771	57.380	0.740
8	120	46,4	40.219	(2.911)	47.759	4.629	47.304	4.174
		$\Sigma (I \alpha)$	84.796		45.836		36.622	
		$\Sigma (I \alpha^2)$	4.350		5.480		4.578	

Tabel 2.9.e

Perhitungan
Periode ulir

1	2	3	14	15	16	17	18	19
No	t		1a	a	1b	b	1c	c
1	5	18	179.406	(10.564)	208.429	19.459	203.807	14.637
2	10	12	156.686	1.686	153.109	(1.891)	153.526	(1.474)
3	20	15	126.005	4.925	112.471	(8.609)	119.816	(7.264)
4	30	11	105.373	3.613	93.903	(7.857)	94.963	(6.792)
5	40	9	90.346	7.726	82.620	(0.200)	83.333	0.513
6	60	4	70.661	(0.979)	68.980	(2.660)	69.127	(2.513)
7	80	3	57.937	(1.748)	60.691	1.011	60.441	0.761
8	120	2	42.597	(2.843)	50.672	5.232	49.913	4.478
		8 ⁵ : 25 (x1)		34.079		46.919		38.632
		M(x)		4.26		5.855		4.829

Tabel 2.10

Perhitungan aliran permukaan (To)

No	Sub daerah drainase	Panjang L (m)	Beda tinggi H (m)	To (menit)
1	J1	300.00	0.20	26.3156
2	J2	350.00	1.30	13.2955
3	J3	375.00	0.20	34.0521
4	J4	600.00	0.50	41.1809
5	J5	1,000.00	1.00	56.0898
6	J6	900.00	0.50	65.7781
7	J7	750.00	0.40	58.0681
8	J8	675.00	0.10	87.6759
9	J9	610.00	0.10	77.9993
10	J10	570.00	0.20	55.2293
11	J11	475.00	0.10	87.6759
12	J12	865.00	0.40	68.4692
13	J13	815.00	0.50	58.6568
14	J14	810.00	0.20	82.8778
15	J15	635.00	0.30	53.5238
16	J16	1,000.00	0.20	105.7154
17	J17	450.00	0.50	29.3387

Tabel 2.11

Perhitungan Debit Buangan

Sub-area	Luas (A) (ha)	Pemukiman (Art) (ha)	Industri (Ait) (ha)	Debit				
				Rumah Tangga Qt	Industri Qit	Total Buangan Qb	Total Buangan sub-area Qb	Total Buangan hulu Gb
				(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
J1	8.26	8.26	0.00	0.00084	0.00000	0.00084	0.00084	0.00084
J2	6.65	6.65	0.00	0.00066	0.00000	0.00066	0.00066	0.001516
J3	6.45	6.45	0.00	0.00066	0.00000	0.00066	0.00066	0.002173
J4	9.67	9.67	0.00	0.00096	0.00000	0.00096	0.00096	0.003347
J5	28.42	28.42	0.00	0.00289	0.00000	0.00289	0.00289	0.011240
J6	22.17	22.17	0.00	0.00226	0.00000	0.00226	0.00226	0.013496
J7	19.75	19.75	0.00	0.00201	0.00000	0.00201	0.00201	0.015506
J8	19.15	19.15	0.00	0.00195	0.00000	0.00195	0.00195	0.017455
J9	15.18	15.18	0.00	0.00154	0.00000	0.00154	0.00154	0.019000
J10	9.71	9.71	0.00	0.00099	0.00000	0.00099	0.00099	0.019988
J11	12.72	9.72	3.00	0.00099	0.00100	0.00199	0.00299	0.022777
J12	24.58	24.59	0.00	0.00250	0.00000	0.00250	0.00250	0.025680
J13	16.55	3.05	13.50	0.00031	0.00450	0.00481	0.00931	0.034789
J14	35.61	25.41	10.20	0.00259	0.00340	0.00599	0.00939	0.044174
J15	11.41	11.41	0.00	0.00116	0.00000	0.00116	0.00116	0.045335
J16	37.63	37.63	0.00	0.00383	0.00000	0.00383	0.00383	0.049165
J17	10.30	10.30	0.00	0.00105	0.00000	0.00105	0.00105	0.050213

Tabel 3.1
Pembagian sub-daerah drainase

Sub-daerah drainase	Luas daerah (ha)	Luas daerah kumulatif (ha)
J1	8.26	8.26
J2	6.65	14.91
J3	6.49	21.36
J4	9.67	31.03
J5	28.42	59.45
J6	22.17	81.62
J7	19.75	101.37
J8	19.15	120.52
J9	15.18	135.70
J10	9.71	145.41
J11	12.22	157.63
J12	24.59	182.22
J13	16.55	198.77
J14	35.61	234.38
J15	11.41	245.79
J16	37.63	283.42
J17	10.30	293.72

Tabel 3.2.a.

Perhitungan Air Balik (Backwater) saluran S17

y	A	R	$R^{4/3}$	V	$V^2/2g$	E	E	Sf	Sf	S_0-Sf	x	x
2.130000	19.447	1.4927	1.70368	1.1326	0.06538	2.13000		0.000119		0.000300	0.0000	0.0000
2.125000	19.391	1.4900	1.69958	1.1312	0.06522	2.12500	0.00500	0.000119	0.000179	0.000120	41.5863	41.5863
2.120000	19.334	1.4873	1.69548	1.1297	0.06507	2.12000	0.00500	0.000120	0.000179	0.000120	41.6609	83.2473
2.117850	19.310	1.4861	1.69372	1.1293	0.06500	2.11785	0.00215	0.000120	0.000180	0.000120	17.9403	101.1876

Tabel 3.2.b.

Perhitungan Air Balik (Backwater) saluran S16

y	A	R	$R^{4/3}$	V	$V^2/2g$	E	E	Sf	Sf	S_0-Sf	x	x
2.117850	17.192	1.4334	1.61435	1.1022	0.06192	2.11785		0.000123		0.000300	0.0000	0.0000
2.115000	17.163	1.4320	1.61215	1.1015	0.06184	2.11500	0.00285	0.000123	0.000184	0.000115	24.6979	24.6979
2.112500	17.137	1.4307	1.61022	1.1009	0.06177	2.11250	0.00250	0.000123	0.000184	0.000115	23.6873	48.3852
2.110000	17.112	1.4294	1.60829	1.1002	0.06169	2.11000	0.00250	0.000123	0.000184	0.000115	21.7080	69.0933
2.108	17.091	1.4283	1.60675	1.0996	0.06163	2.10800	0.00200	0.000123	0.000184	0.000115	17.3819	85.4752
2.102	17.030	1.4252	1.60211	1.0980	0.06145	2.10200	0.00600	0.000123	0.000185	0.000115	52.2126	137.6877

abel 3.4.
Dimensi Saluran

Saluran	Debit rencana Qr (m ³ /dt)	Dasar B (m)	Dimensi			
			Tinggi air H (m)	Backwater		Tinggi rencana tir (m)
				hulu (m)	hilir (m)	
SJ0	1.380	5	0.500	1.496	1.540	1.848
SJ1	1.381	5	0.508	1.540	1.560	1.872
SJ2	2.202	5	0.665	1.560	1.584	1.901
SJ3	2.822	5	0.780	1.584	1.605	1.926
SJ4	3.815	6	0.830	1.605	1.638	1.986
SJ5	6.718	6	1.150	1.655	1.705	2.046
SJ6	8.380	6	1.320	1.705	1.753	2.104
SJ7	9.793	6	1.450	1.783	1.801	2.161
SJ8	10.914	6	1.550	1.801	1.817	2.180
SJ9	12.116	6	1.640	1.817	1.850	2.226
SJ10	12.587	6	1.700	1.850	1.893	2.272
SJ11	13.259	6	1.725	1.893	1.965	2.338
SJ12	14.551	6	1.820	1.965	2.038	2.445
SJ13	15.206	6	1.875	2.038	2.113	2.535
SJ14	17.482	7	1.875	2.113	2.165	2.599
SJ15	17.873	7	1.890	2.165	2.271	2.725
SJ16	19.727	7	2.000	2.271	2.287	2.745
SJ17	20.318	7	2.030	2.287	2.300	2.760

Tabel 3.5.

Rencana Dimensi Saluran

Saluran	Dimensi Saluran						
	Tinggi air rencana	Lebar dasar	Hr [m]	Pondasi			
	Hrenc. [m]	B [m]		Hr' [m]	B' [m]	d [m]	S [m]
SJ0	1.540	5	1.848	0.4	1.00	0.50	1.5
SJ1	1.560	5	1.872	0.4	1.00	0.50	1.5
SJ2	1.584	5	1.901	0.4	1.00	0.50	1.5
SJ3	1.604	5	1.926	0.4	1.00	0.50	1.5
SJ4	1.655	6	1.986	0.4	1.00	0.50	1.5
SJ5	1.706	6	2.046	0.5	1.50	0.60	1.5
SJ6	1.753	6	2.104	0.5	1.50	0.60	1.5
SJ7	1.801	6	2.161	0.5	1.50	0.60	1.5
SJ8	1.847	6	2.180	0.5	1.50	0.60	1.5
SJ9	1.850	6	2.220	0.5	1.50	0.60	1.5
SJ10	1.893	6	2.272	0.5	1.50	0.60	1.5
SJ11	1.965	6	2.533	0.5	1.50	0.60	1.5
SJ12	2.038	6	2.445	0.5	1.50	0.60	1.5
SJ13	2.113	7	2.535	0.6	2.00	0.75	1.5
SJ14	2.165	7	2.598	0.6	2.00	0.75	1.5
SJ15	2.271	7	2.725	0.6	2.00	0.75	1.5
SJ16	2.287	7	2.745	0.6	2.00	0.75	1.5
SJ17	2.300	7	2.760	0.6	2.00	0.75	1.5

Tabel 3.6
Perhitungan Unit Hydrograph Nakayasu

t	Q	Ord. kumulatif
(jam)	(m ³ /dt)	(m ³)
0.00	0.000	0.00
0.20	0.157	58.83
0.40	0.830	412.19
0.60	2.197	1,502.10
0.80	4.383	3,070.00
1.00	7.487	8,143.82
1.20	11.597	15,014.02
1.40	16.789	25,232.80
1.60	22.716	39,454.47
1.80	26.524	56,599.13
2.00	18.544	75,245.25
2.20	16.754	93,249.70
2.40	15.139	115,479.72
2.60	13.677	138,817.60
2.80	12.357	162,156.43
3.00	11.165	186,399.63
3.20	10.087	211,439.94
3.40	9.114	237,258.49
3.60	8.235	263,724.07
3.80	7.440	290,792.30
4.00	6.722	318,405.04
4.20	6.321	345,420.70
4.40	5.907	374,729.69
4.60	5.521	403,326.62
4.80	5.160	432,192.66
5.00	4.822	461,310.21
5.20	4.507	490,667.82
5.40	4.212	520,235.11
5.60	3.937	550,012.71
5.80	3.679	579,982.19
6.00	3.438	610,131.01
6.20	3.213	640,447.42
6.40	3.003	670,920.48
6.60	2.807	701,539.93
6.80	2.623	732,296.19
7.00	2.452	763,180.32
7.20	2.291	794,183.95
7.40	2.141	825,299.27

Tabel 5.1
Kerugian akibat gangguan per tahun

No	Jenis	Unit	Taksir barang Rp 10 ⁶	Taksir perabot Rp 10 ⁶	Total Rp 10 ⁶	Taksir kerugian 5 % Rp 10 ⁶
1	Perumahan :					
	- mewah	200	50	25	15000	750
	- menengah	1000	25	10	35000	1750
	- bawah	800	10	5	12000	600
2	Pabrik/industri	4	500	500	4000	200
3	Perkantoran	8	75	25	1000	50
4	Sekolahan	11	75	10	935	46.75
5	T o k o	250	50	25	18750	937.5
Total			785	600	80695	4394.25

KAEUPATEN G

ՀԱՅՍՏԱՆԻՆ ԳԶԷՏ

FIGURE 1.14.6
FUNDING QUESTIONS

GENANGAN
KOTAKADYA SURABAYA

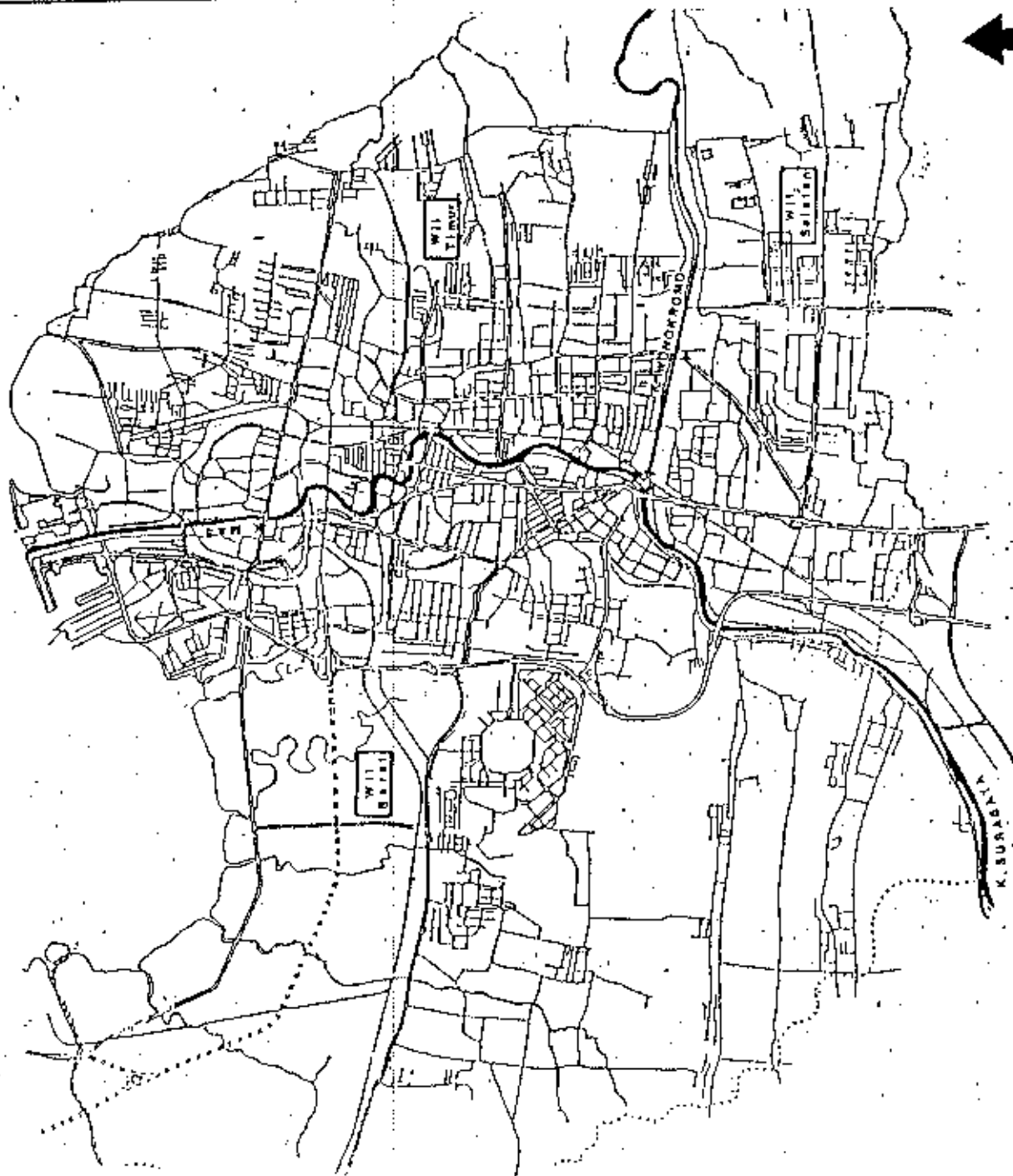
STUDI PERENCANAAN DRAINASE
WILAYAH KALI JEBLOKAN
KOTABADYA SURABAYA

REF : 33534663

INTAKE



BIDANG TEKNIK
KEMUKALTEKNIK SPM
FACULTAS TEKNIK SPM DAN FENOMENOMATIKA
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA



GEAR: 1.2

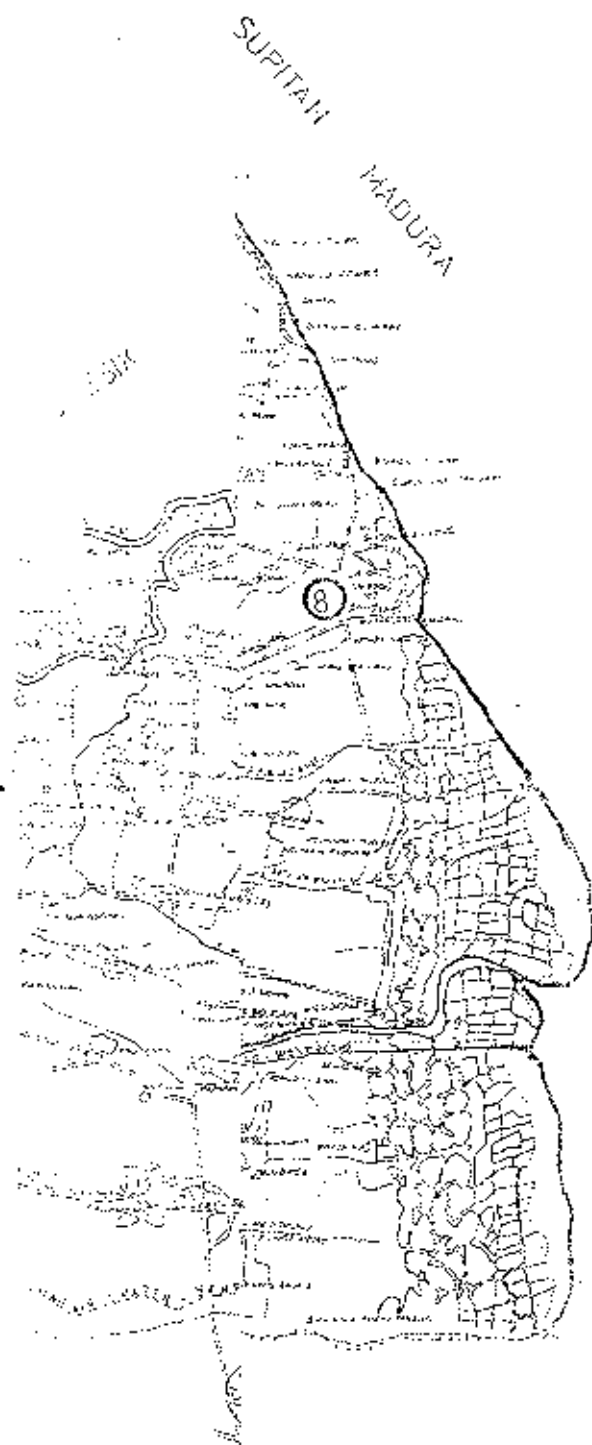
PENTAGON W/AYAT DEFENSE

TUGAS AKHIR :

STUDI PERENCANAAN DRAINASE
WILAYAH KALI JEBLUKAN
KOTAMADYA SURABAYA

NAME : WILFRED AGENG WIELOWO
NRP : 3853100363





KETERANGAN:

1. Kebanagung
2. Kenorejo
3. Tunggasari
4. Sanyurip
5. Kandangan/Depati
6. Cubung
7. Kaptah
8. Landangan
9. Kedundowok

GAMBAR: 2.1

LOKASI
STASIUN HUJAH

TUGAS AKHIR:

STUDI PERENCANAAN DRAINASE
WILAYAH KALI JEBELONAN
KOTAMADYA SURABAYA

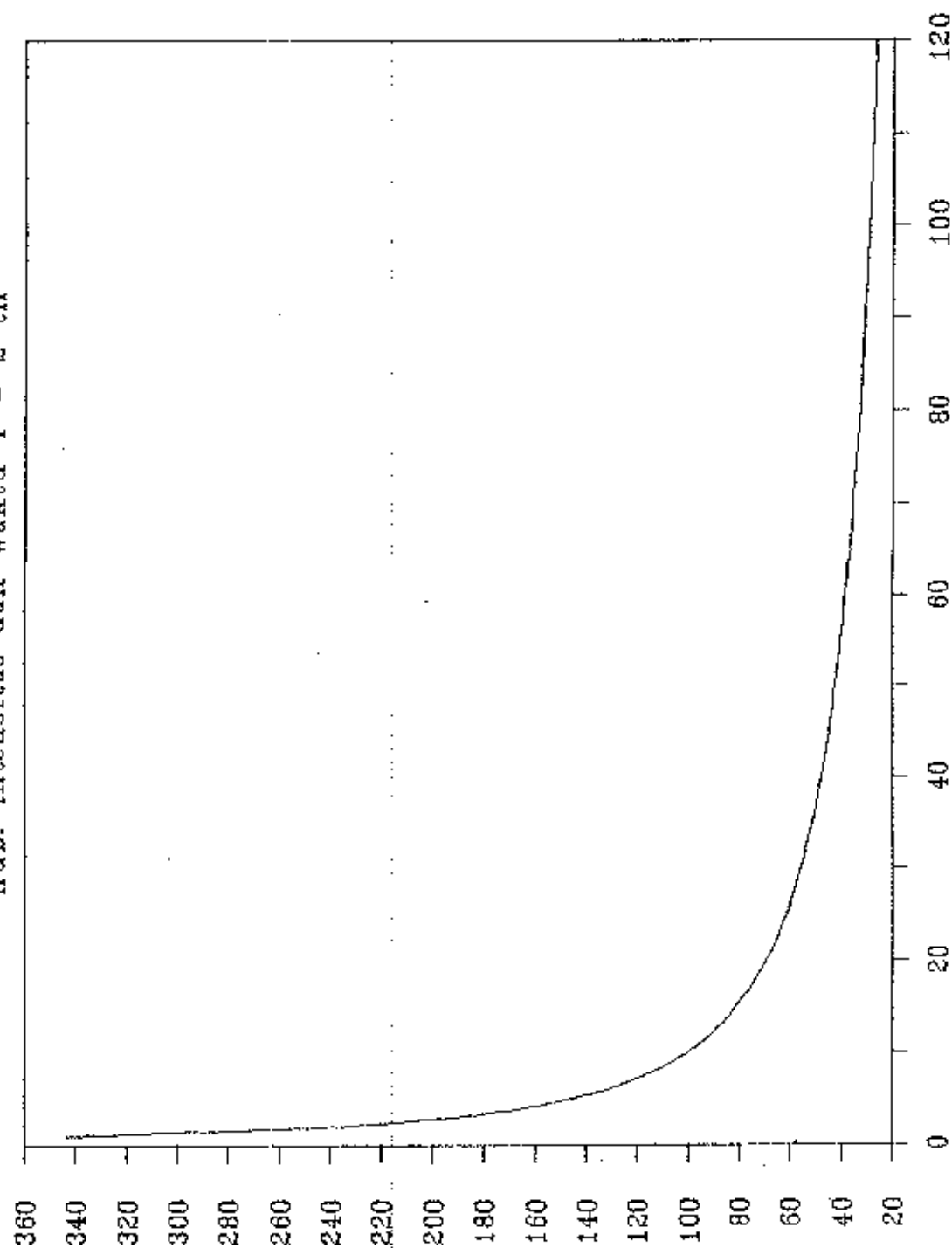
NAMA: WIWID AGUNG WISOWO

N I P : 3853100303



HIDROTEKNIK
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

Hub. Intensitas dan Waktu $T = 2 \text{ th}$

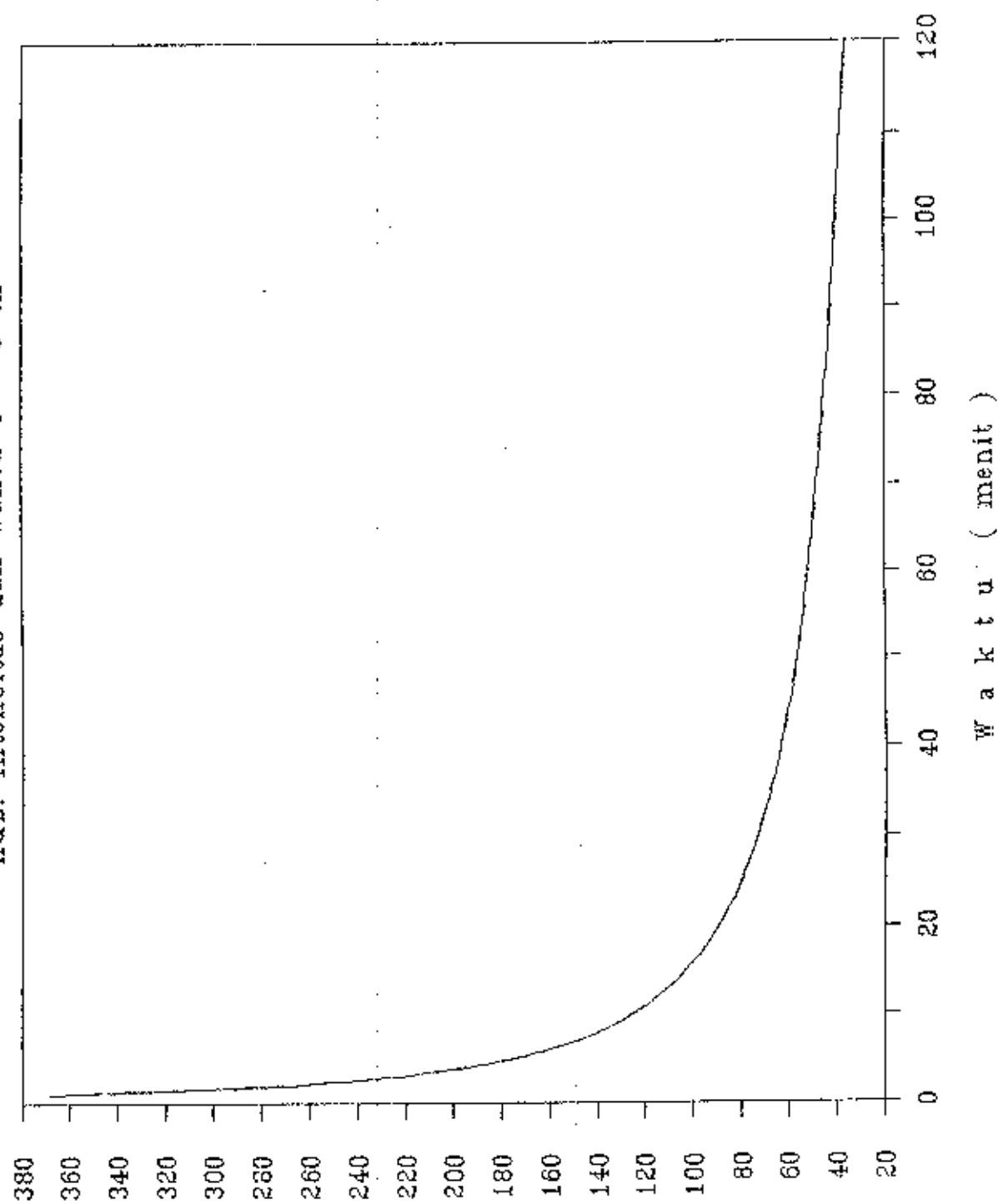


W a k t u (menit)

$$I = 343.1 / (t^{0.533})$$

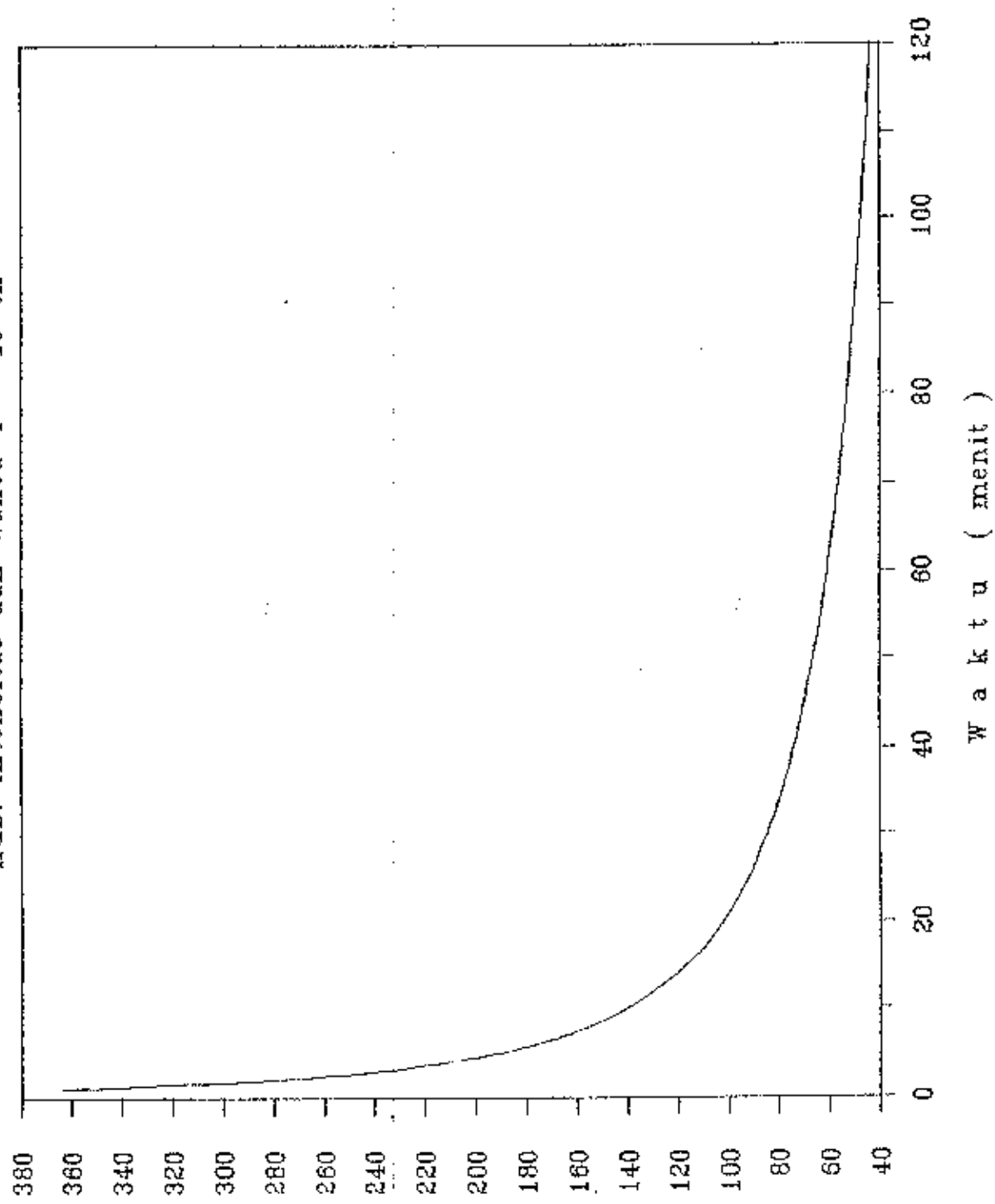
Gambar 2.2.a.

Hub. Intensitas dan Waktu $T = 5 \text{ th}$



Gambar 2.2.b.

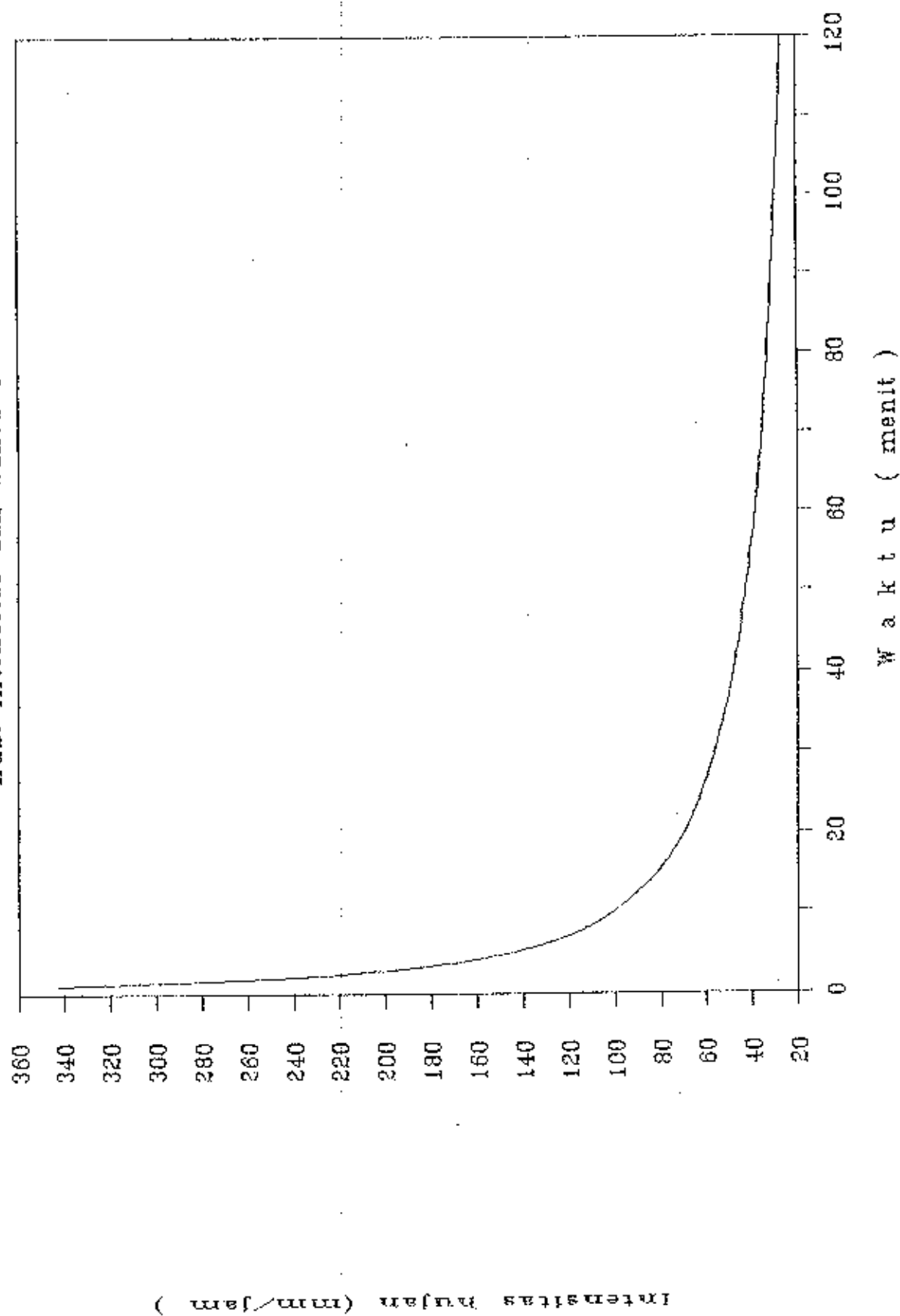
Hub. Intensitas dan Waktu $T = 10$ th



Intensitas hujan (mm/jam)

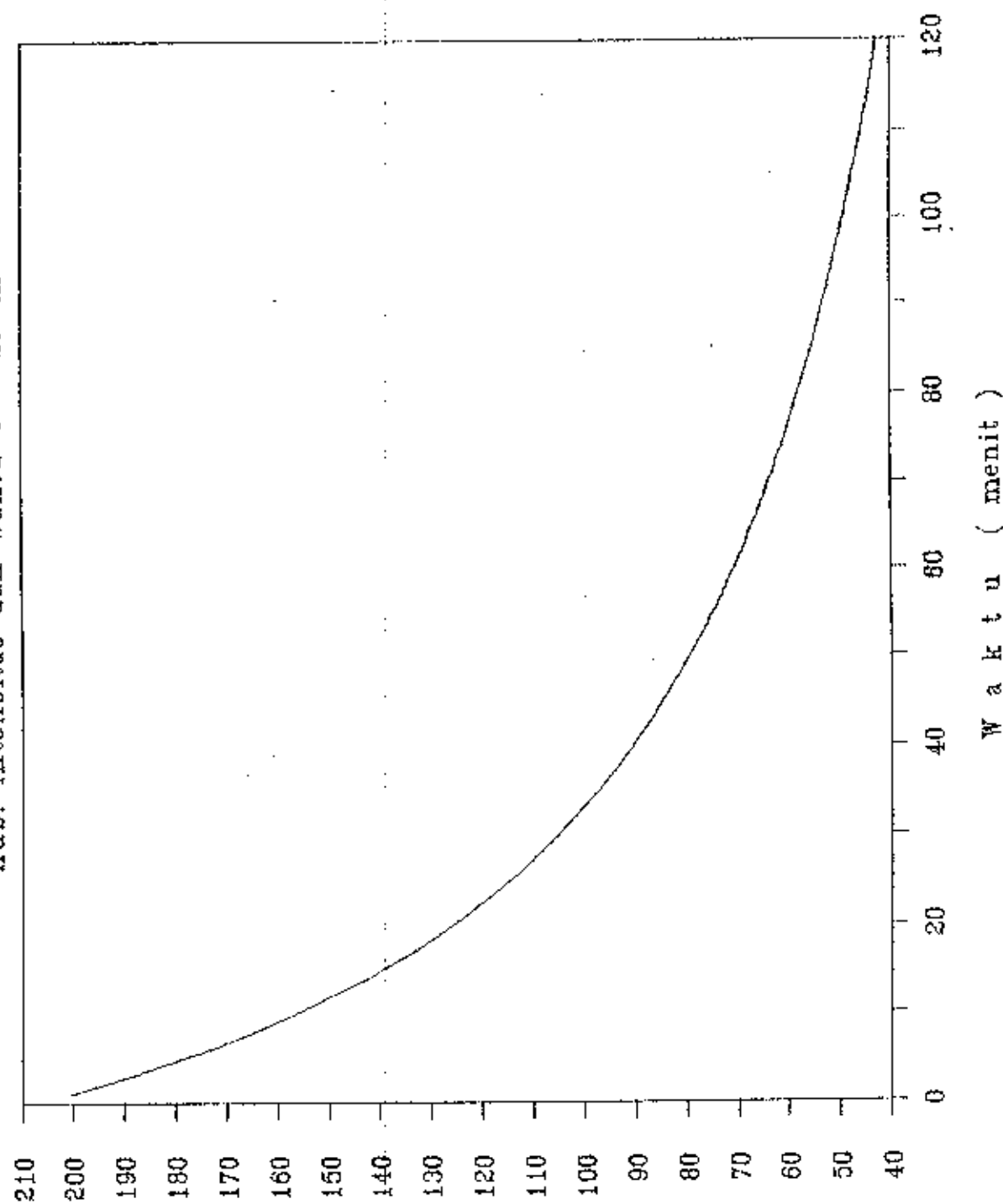
Gambar 2.2.c-

Hub. Intensitas dan Waktu $T = 15$ th



Gambar 2.2.d.

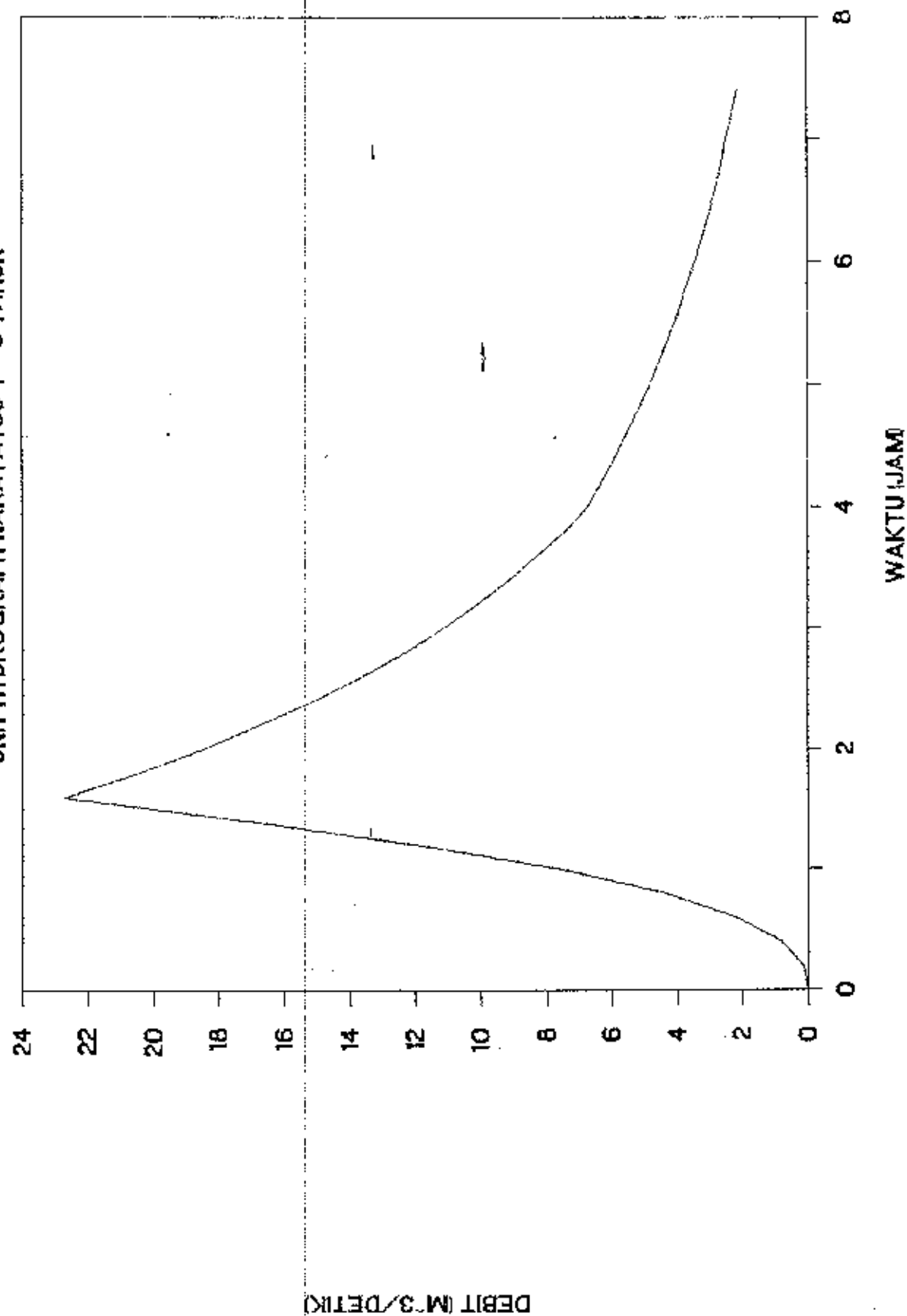
Hub. Intensitas dan Waktu $T = 20$ th



Gambar 2.2.e.

Gambar 2.3

UNIT HYDROGRAPH NAKAYATSU T = 5 TAHUN





KETERANGAN:

GAMBAR : 3.1

**PETA TOPOGRAFI
KALI JEBLOKAN**

TUGAS AKHIR :

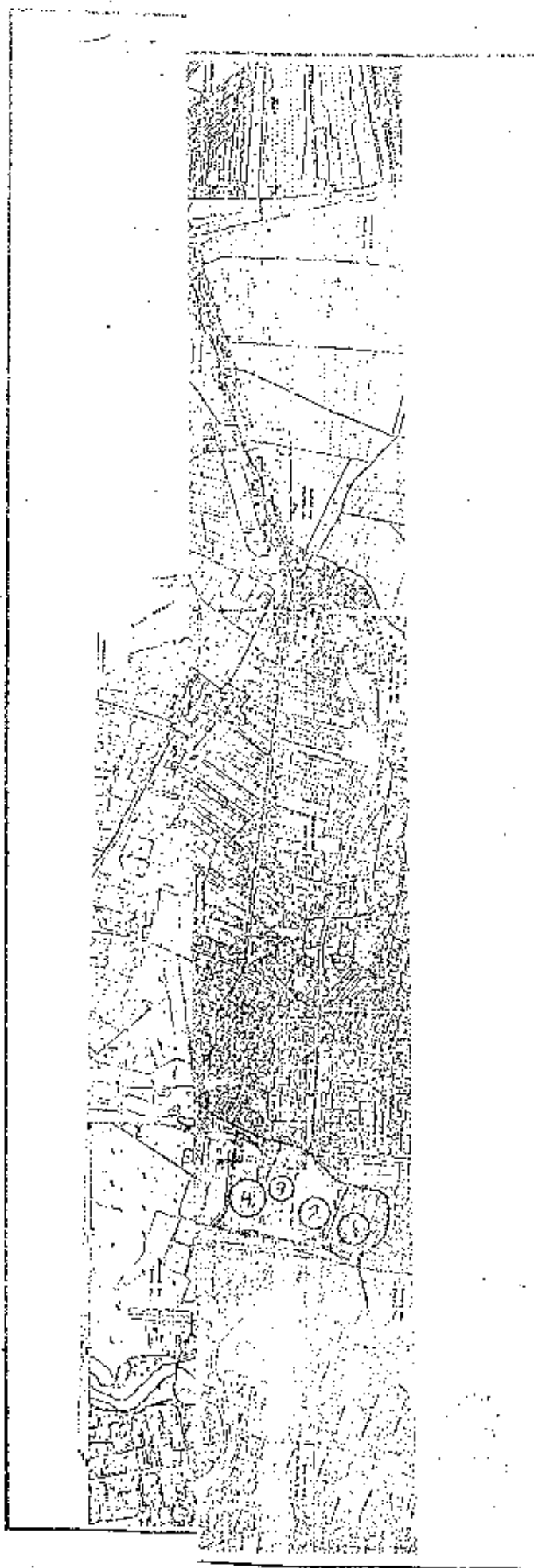
**STUDI PERENCANAAN DRAINASE
WILAYAH KALI JEBLOKAN
KOTAMADYA SURABAYA**

NAMA : WIWID AGUNG WIBOWO

N R P : 3853100363



**HIDROTEKNIK
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA**



KETERANGAN:

GAMBAR : 3.3

PEMBAGIAN
SUB-DRAINASE

TUGAS AKHIR :

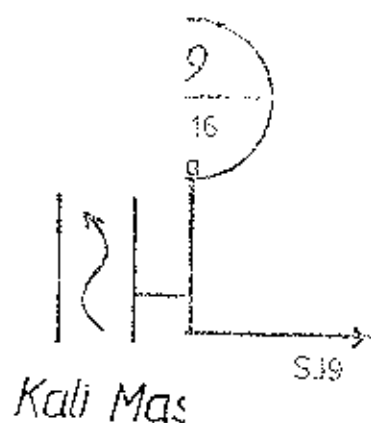
STUDI PERENCANAAN DRAINASE
WILAYAH KALI JERLOKAN
KOTAMADYA SURABAYA

NAMA : WIWID AGUNG WIBOWO

NRP : 3853100363



HIDROTEKNIK
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA





 Selat
 Madura

KETERANGAN:

GAMBAR : 3.4

TUGAS AKHIR :

STUDI PERENCANAAN DRAINASE
WILAYAH KALI JEBLOKAN
KOTAMADYA SURABAYA

NAMA : WIWID AGUNG WISOWO

N R P : 3853100363



HIDROTEKNIK
 JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

KETERANGAN:

X = JARAK DARI MULU (M)
 Y_0 = KEDALAMAN NORMAL (M)
 Y_1 = KEDALAMAN KRITIS (M)
 Y_2 = KEDALAMAN BACKWATER (M)
 SKALA
 VERTIKAL : 1 : 50
 HORIZONTAL : 1 : 2000

Y_0

Y_1

Y_2

	5.0	5.1	5.2	5.3	5.4	5.5	5.6	5.7	5.8	5.9	5.10	5.11	5.12
X_0	2.05	4.2	6.4	8.6	10.8	13.0	15.2	17.4	19.6	21.8	24.0	26.2	28.4
Y_1	0.805	0.665	0.53	0.43	0.35	0.28	0.22	0.16	0.11	0.07	0.04	0.02	0.01
Y_2	0.000	0.104	0.122	0.148	0.17	0.192	0.215	0.242	0.25	0.263	0.267	0.277	0.288
Y_3	1.000	1.57	2.05	2.53	3.01	3.49	3.97	4.45	4.93	5.41	5.89	6.37	6.85

GAMBAR : 3.5. a
 POTONGAN MEMANJANG
 SALURAN

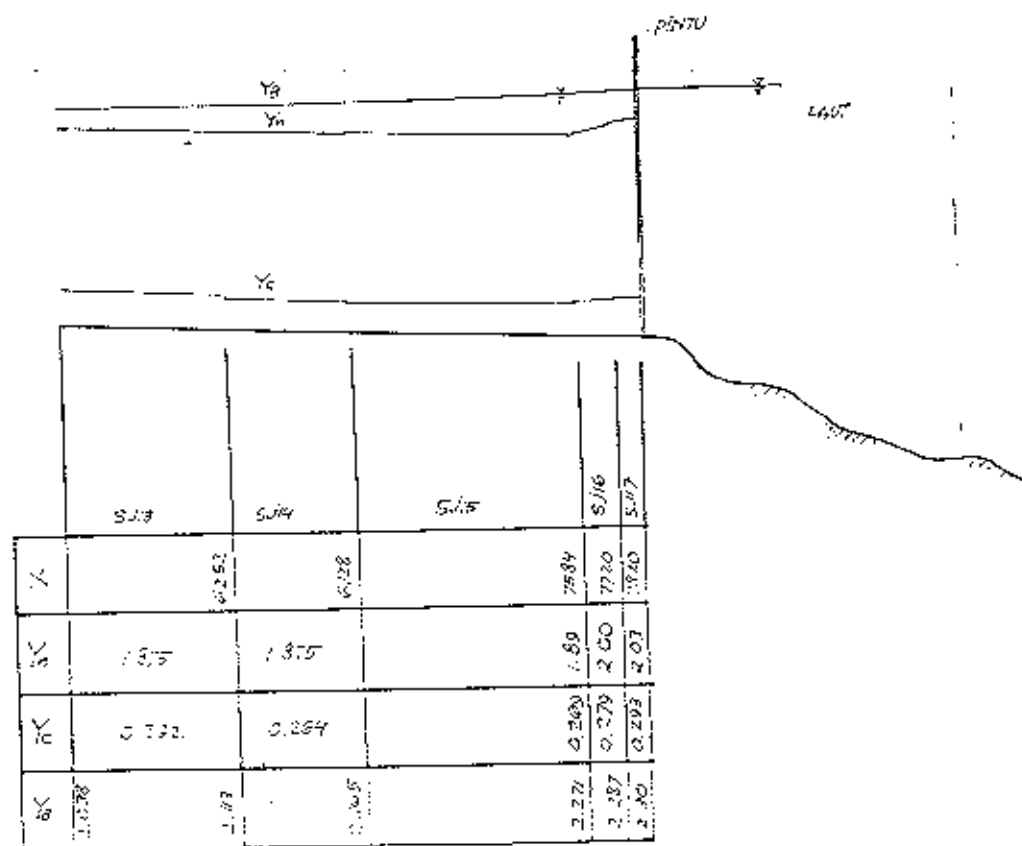
TUGAS AKHIR :

STUDI PERENCANAAN DRAINASE
 WILAYAH KALI JESLOKAN
 KOTAMADYA SURABAYA

NAMA : WIWID AGUNG WIBOWO

N R P : 3852100363

HIDROTEKNIK
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL
 DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA



KETERANGAN:

X = JARAK DARI HULU (m)
 Y_p = KEDALAMAN NORMAL (m)
 Y_c = KEDALAMAN FRITIS (m)
 Y_d = KEDALAMAN BACKWATER (m)

SKALA

VERTIKAL : 1 : 50
 HORIZONTAL : 1 : 2000

GAMBAR : 3.5. b
 POTONGAN MEMANJANG
 SALURAN

TUGAS AKHIR :

STUDI PERENCANAAN DRAINASE
 WILAYAH KALI JEBLOKAN
 KOTAMADYA SURABAYA

NAMA : WIWID AGUNG WIBOWO

N R P : 3853100363



HIDROTEKNIK
 JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

KETERANGAN:

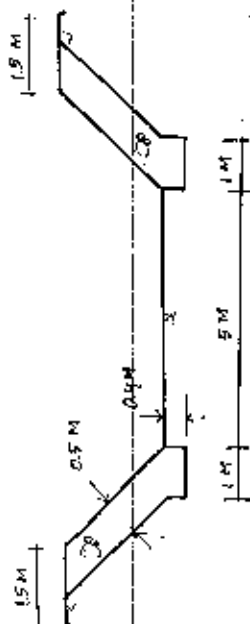
GAMBAR : 3.6.b

TUGAS AKHIR :

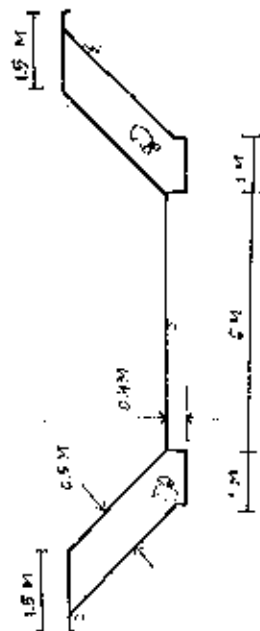
STUDI PERENCANAAN DRAINASE
WILAYAH KALI JEBLOKAN
KOTAMADYA SURABAYA

NAMA : WIWID AGUNG WIBOWO
N R P : 3853100363

HIDROTEKNIK
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA



SJ2
SKALA : 1:100



SJ3
SKALA : 1:100

KETERANGAN:

GAMBAR : 3.6.2

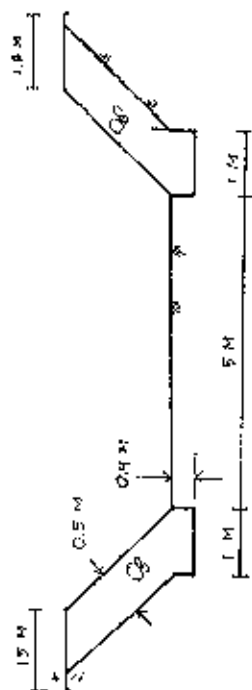
TUGAS AKHIR :

STUDI PERENCANAAN DRAINASE
WILAYAH KALI JEBLOKAN
KOTAMADYA SURABAYA

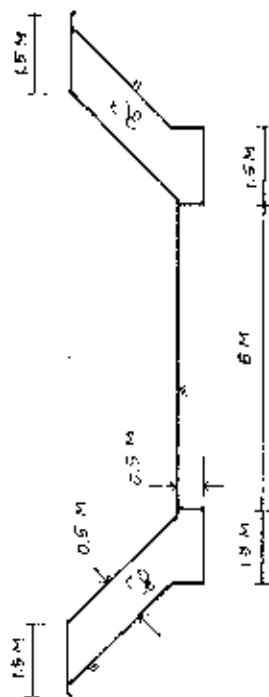
NAMA : WIWID AGUNG WIBOWO

N R P : 3853100363

HIDROTEKNIK
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

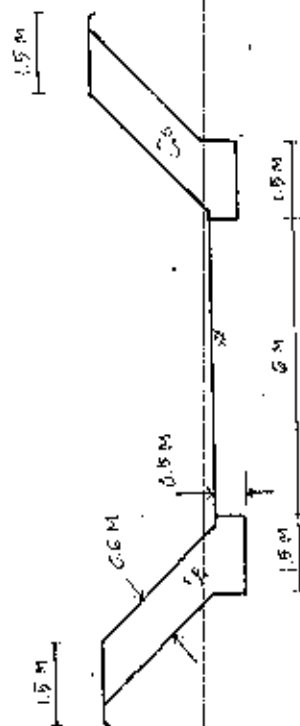


SJ4
SKALA : 1:100

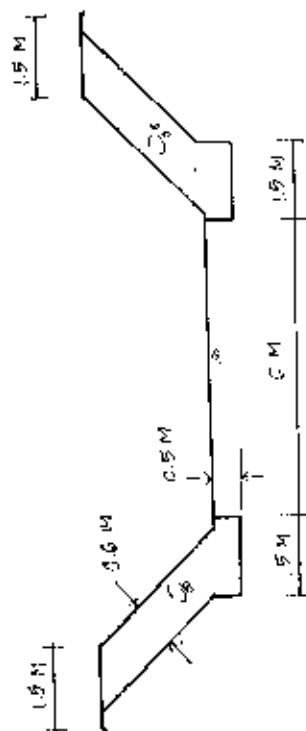


SJ5
SKALA : 1:100

KEYERANGAN:



SJ8
SKALA : 1 : 100



SJ9
SKALA : 1 : 100

GAMBAR : 3.6.2

TUGAS AKHIR :

STUDI PERENCANAAN DRAINASE
WILAYAH KALI JEBLOKAN
KOTAMADYA SURABAYA

NAMA : WINIC AGUNG WIBOWO

NRP : 3853100363



HYDROTEKNIK
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

KETERANGAN:

GAMBAR: 3.6.f

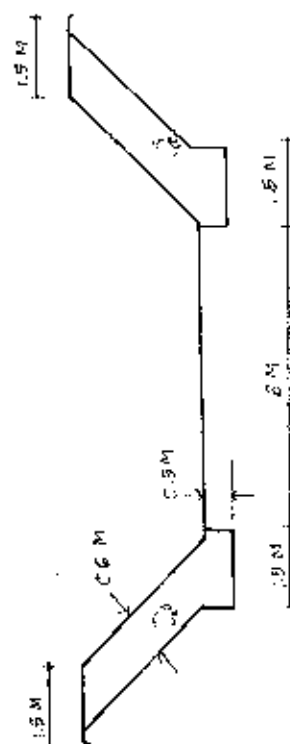
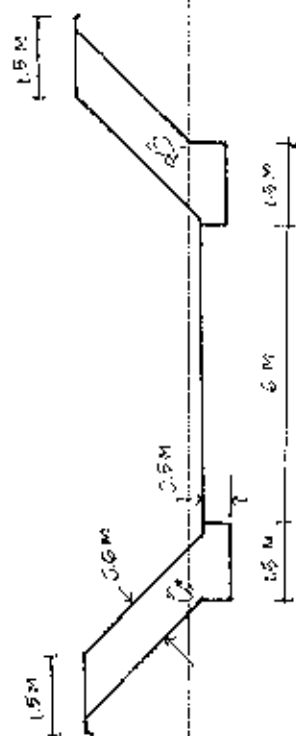
TUGAS AKHIR :

STUDI PERENCANAAN DRAINASE
WILAYAH KALI JEBLOKAN
KOTAMADYA SURABAYA

NAMA : WIVID AGUNG WIBOWO

NRP : 7253100363

HIDROTEKNIK
 TEKNIK SIPIL
 TEKNIK LINGKUNGAN
 TEKNIK KIMIA
 TEKNIK ELEKTRO



KETERANGAN:

GAMBAR : 3.6.9

TUGAS AKHIR :

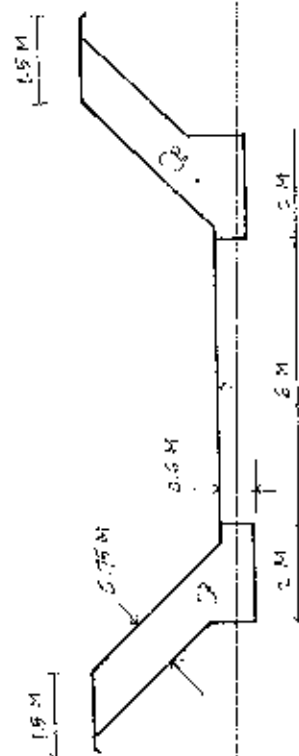
STUDI PERENCANAAN DRAINASE
WILAYAH KALI JEBLOKAN
KOTAMADYA SURABAYA

NAMA : WIWID AGUNG WIBOWO

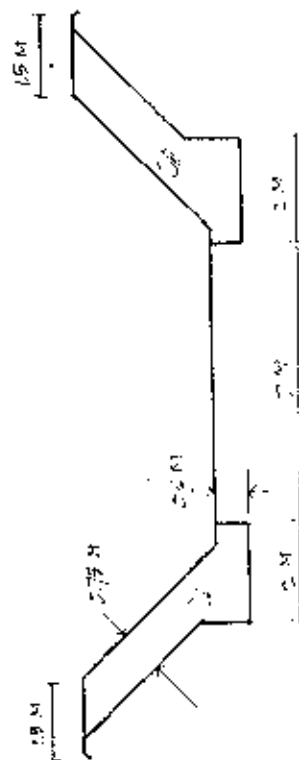
N R P : 3853100363



HIDROTEKNIK
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA



SJ12
SKALA 1:1000



SJ13
SKALA 1:1000

KETERANGAN:

GAMBAR : 3.6.15

TUGAS AKHIR :

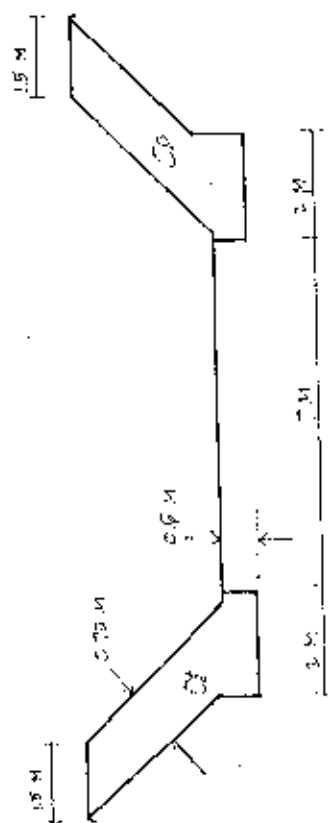
STUDI PERENCANAAN DRAINASE
WILAYAH KALI JEBLOKAN
KOTAMADYA SURABAYA

NAMA : WIWID AGUNG WISOWO

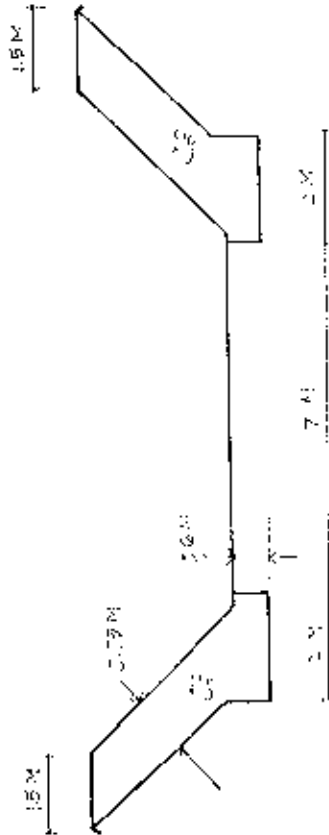
NRP : 3853100363



HIDRO-TEKNIK
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

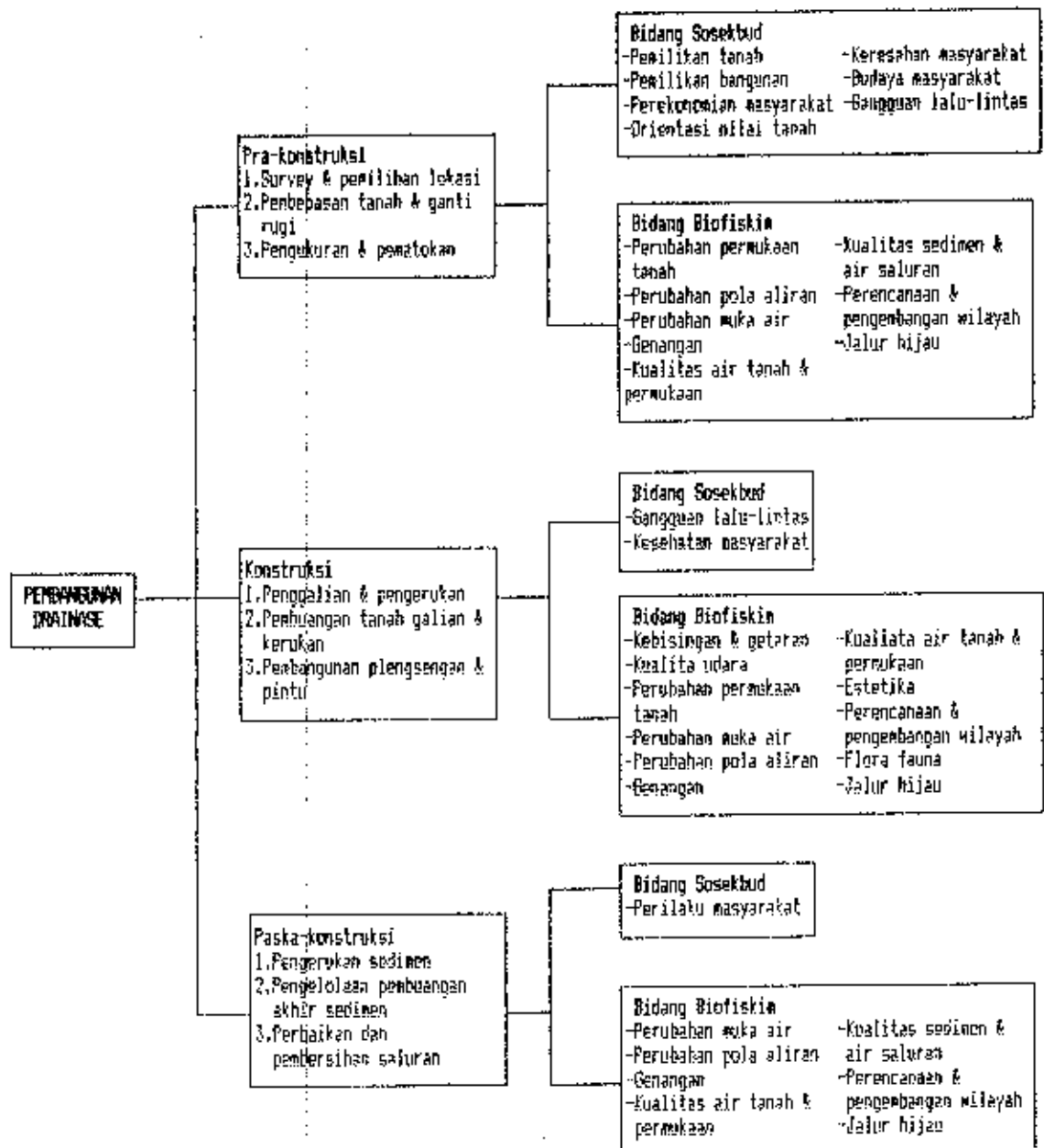


S1
S2



S1
S2

BAGAN ALIR DAMPAK LINGKUNGAN PROYEK DRAINASE KALI JEBLOKAN



Gambar 6.1.